

# **ANÁLISE DO ALARGAMENTO E REFORÇO DO VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA INTEGRADO NA AUTO-ESTRADA A3 PORTO/VALENÇA**

**CHEILA GOMES CATOJA ANTÓNIO**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor Rui Manuel de Menezes e Carneiro de Barros

---

Coorientador: Engenheiro Ernesto Manuel de Oliveira Domingues

JULHO DE 2014

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



[miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



[feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha mãe.



## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a todos os que me concederam o privilégio de com eles trabalhar e acima de tudo aprender, que contribuíram imensamente para este trabalho.

Ao Conselho de Administração da Brisa S.A., bem como à divisão de Operação e Manutenção da Brisa Engenharia e Gestão S.A., por me terem proporcionado a oportunidade de efectuar o estágio na empresa, adquirindo assim conhecimentos e experiências dos seus quadros e nas suas obras.

Ao Engenheiro Ernesto Domingues por todo o seu apoio, por todos os seus contributos, por toda a sua capacidade para transmitir conhecimentos e pela forma como me recebeu na Brisa Engenharia e Gestão S.A., uma das empresas líderes e de referência na coordenação de projetos e fiscalização de obras rodoviárias em Portugal. A partilha de conhecimentos e de bibliografia em Ambiente Empresarial foi muito proveitosa para este trabalho. Agradeço-lhe também por ter impulsionado e ajudado na minha estadia durante um mês na Armando Rito Engenharia S.A., estadia essa que foi muito vantajosa e fundamental para este trabalho.

Aos Engenheiros Bento Ferreira e Nuno Silva, pela simpatia e auxílio sempre demonstrados, bem como a todos os colaboradores da Brisa Engenharia e Gestão S.A. da sede da Maia, pela ajuda e disponibilidade que sempre tiveram comigo durante todo o estágio.

Ao Engenheiro Armando Rito, que é uma referência incontornável na área de projeto e construção de Obras de Arte, pela valiosa partilha de conhecimentos e ensinamentos que tive a honra de receber, tornando esta experiência única e inolvidável, bem como a toda a Administração por também me terem recebido durante um mês na Armando Rito Engenharia S.A., um gabinete de engenharia de referência nacional, que me possibilitou assim também que realizasse parte do trabalho noutro Ambiente Empresarial. Este período foi sem dúvida uma experiência que jamais esquecerei pela constante partilha de ensinamentos, pela disponibilidade e ajuda que todos me deram e que foi fundamental para a realização deste trabalho.

À Engenheira Susana Bispo por todo o apoio e auxílio que me deu, desde o início enquanto ainda me encontrava na Brisa S.A. e depois por me ter recebido e integrado amavelmente na Armando Rito Engenharia S.A., bem como pelo precioso contributo na revisão do texto.

Aos Engenheiros Ana Luísa Coelho e Orlando Lopes, um especial agradecimento pelos seus contributos diários que me foram transmitindo, bem como à sua disponibilidade total no apoio para a elaboração do trabalho, bem como aos Engenheiros Afonso Pires e Luís Xavier, pelos contributos na partilha de bibliografia e toda a sua simpatia e disponibilidade aproveitando para agradecer a toda a restante equipa da Armando Rito Engenharia S.A. pela simpatia que me receberam.

Um especial agradecimento ao meu Orientador, Professor Engenheiro Rui Carneiro de Barros, pela disponibilidade, simpatia, pela abertura com que discutimos o rumo do trabalho, pela partilha dos seus conhecimentos e da sua bibliografia.

Um especial agradecimento à minha mãe e irmã que sempre me apoiaram nos melhores e nos piores momentos, em especial à minha mãe por sempre me fazer procurar o melhor. Ao meu pai que apesar de falecido, é sempre uma importante força inspiradora e sei que de alguma forma, ele é fundamental para as aptidões e competências que tenho e que vou constantemente desenvolvendo.

A todos os meus amigos que sempre me apoiaram e ajudaram durante todo o meu percurso académico, certa que a nossa amizade será longa e sólida.

Por fim, o maior agradecimento ao Rui, por todo o apoio moral e incentivo sempre demonstrado para a realização deste trabalho, e por ser o melhor amigo nos melhores e nos piores momentos.





## RESUMO

O tema da dissertação aborda o estudo de alargamentos e reforços estruturais em diversas obras de arte que têm vindo a ser executados nos últimos anos nas auto-estradas concessionadas pela Brisa (BEG- Brisa Engenharia e Gestão), realizado no âmbito da unidade curricular Dissertação em Ambiente Empresarial.

Na presente dissertação foram objecto de estudo cinco alargamentos de obras de arte, nomeadamente passagens superiores e inferiores, quer rodoviárias quer ferroviárias, e um caso específico de reabilitação e reforço estrutural de uma ponte.

Uma das obras de arte a alargar - Viaduto sobre o Rio Leça - foi estudada detalhadamente, tendo sido feito um trabalho de modelação pormenorizado, a fim de se analisar a intervenção executada no viaduto cujo projeto, da autoria da Armando Rito Engenharia, S.A (ARE) foi elaborado no ano de 2003.

O projeto de alargamento e beneficiação de 2×3 para 2×4 vias do Viaduto sobre o Rio Leça foi realizado à luz dos regulamentos então em vigor, RSA e REBAP. Nesse sentido procurou-se averiguar a necessidade de reforçar estruturalmente o tabuleiro, tal como foi concebido no projeto da ARE, utilizando-se nesta dissertação os Eurocódigos.

Assim, realizou-se uma análise longitudinal e transversal do Viaduto após as obras de alargamento, em primeiro lugar sem reforços. Contudo, verificou-se que a segurança não estaria garantida sem o recurso a soluções de reforço. Por isso, foi realizado, numa fase posterior, uma segunda análise da obra com o objectivo de respeitar os níveis de segurança regulamentar europeia, utilizando-se pré-esforço exterior e laminados de fibras de carbono como soluções de reforço.

As consequências a nível estrutural que advêm da alteração da regulamentação são abordadas através de uma análise comparativa de soluções de reforço que cada regulamento obriga. Esta análise foi efetuada tendo por base as mesmas premissas de cálculo do projetista, ou seja, realizaram-se as mesmas verificações mas com as ações e combinações dos Eurocódigos.

**PALAVRAS-CHAVE:** Reabilitação, Reforço, Alargamento, Viaduto, Pré-esforço exterior, Fibras de carbono





## **ABSTRACT**

The dissertation topic, developed in the frame work of integrated Master of Science in Civil Engineering in a Business Environment, is related to the study of widening and structural retrofitting of several bridges that have been executed in recent years on motorways under Brisa concession.

The present dissertation is focused on a set of five case-studies on bridge widening and rehabilitation. The case studies consist on motorway overpasses and underpasses both road and railway, the Leça viaduct and the Jamor River bridge. The Leça viaduct was analyzed in greater detail, with a numerical model in order to vehicle the intervention mode to the structure in 2003, which was authored by Armando Rito Engenharia, SA (ARE).

The project of widening and retrofitting due to the change of  $2 \times 3$  to  $2 \times 4$  lanes was developed in accordance with the regulations enforced at the time, RSA and REBAP. In this sense, it has been accessed the need to structurally strengthen the deck, as it was conceived in the ARE project, using ruling Eurocodes.

In first place, it was performed a longitudinal and transverse analysis of the structure after widening works, without strengthening. However, it has been determined that safety would not be guaranteed so, a second analysis has been carried out, aiming to verifying the safety regulation, using external prestressing and carbon fiber laminates reinforcements.

**KEYWORDS:** External prestressing, carbon fiber laminates, widening, viaduct, rehabilitation, retrofitting.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS .....</b>	<b>I</b>
<b>RESUMO .....</b>	<b>IV</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>VI</b>
<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS .....</b>	<b>1</b>
<b>1.2 OBJETIVOS.....</b>	<b>2</b>
<b>1.3 ESTRUTURA DA TESE .....</b>	<b>2</b>
<b>2 APRESENTAÇÃO DE CASOS DE REABILITAÇÃO E REFORÇO ESTRUTURAL .....</b>	<b>3</b>
<b>2.1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>3</b>
<b>2.2 CASO PASSAGEM SUPERIOR 282 (A1 AUTO ESTRADA DO NORTE) .....</b>	<b>6</b>
2.2.1 APRESENTAÇÃO GERAL.....	6
2.2.2 ESTADO ATUAL DA OBRA .....	8
2.2.3 DESCRIÇÃO DAS SOLUÇÕES DE REFORÇO ADOTADAS .....	12
2.2.4 DESCRIÇÃO DOS TRABALHOS DE REPARAÇÃO E CONSERVAÇÃO .....	13
<b>2.3 CASO PASSAGEM INFERIOR (PI) 426 .....</b>	<b>15</b>
2.3.1 APRESENTAÇÃO GERAL.....	15
2.3.2 CONDICIONAMENTOS DA OBRA DE ARTE.....	15
2.3.3 SOLUÇÕES DE REFORÇO ESTRUTURAL PROJETADAS.....	16
2.3.4 DESCRIÇÃO DO ALARGAMENTO DA OBRA .....	19
<b>2.4 CASO PASSAGEM SUPERIOR (PS) 411 – CAMINHO DE FERRO (CF).....</b>	<b>20</b>
2.4.1 APRESENTAÇÃO GERAL.....	20
2.4.2 CONDICIONAMENTOS DA OBRA DE ARTE.....	20
2.4.3 SOLUÇÃO DA REESTRUTURAÇÃO E REFORÇO ESTRUTURAL PROJETADA .....	21
2.4.4 METODOLOGIA DA REESTRUTURAÇÃO E REFORÇO ESTRUTURAL.....	24
2.4.5 PROCESSO E FASEAMENTO CONSTRUTIVO.....	26
<b>2.5 CASO REABILITAÇÃO E REFORÇO ESTRUTURAL DA PONTE SOBRE A RIBEIRA DO JAMOR .....</b>	<b>28</b>
2.5.1 APRESENTAÇÃO GERAL.....	28
2.5.2 SOLUÇÃO DE REABILITAÇÃO E REFORÇO DA OBRA DE ARTE .....	30

2.5.3 SOLUÇÃO DE REFORÇO ESTRUTURAL PROJETADA .....	32
2.5.4 SOLUÇÃO DE REABILITAÇÃO PROJETADA .....	33
2.5.5 PRINCIPAIS FASES DE CONSTRUÇÃO .....	34
<b>2.6 REABILITAÇÃO E REFORÇO ESTRUTURAL .....</b>	<b>35</b>
<b>3 ALARGAMENTO E REFORÇO ESTRUTURAL DO VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA .....</b>	<b>37</b>
<b>3.1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>37</b>
<b>3.2 LOCALIZAÇÃO DA OBRA DE ARTE EXISTENTE .....</b>	<b>37</b>
<b>3.3 DESCRIÇÃO GERAL DA OBRA DE ARTE EXISTENTE .....</b>	<b>38</b>
<b>3.4 CONDICIONAMENTOS GERAIS DO PROJETO DE REFORÇO .....</b>	<b>41</b>
<b>3.5 DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO DE REFORÇO ADOTADA .....</b>	<b>42</b>
3.5.1 PRÉ-ESFORÇO LONGITUDINAL EXTERIOR .....	43
3.5.2 LAMINADOS DE FIBRAS DE CARBONO .....	44
<b>3.6 METODOLOGIAS DE EXECUÇÃO DE REFORÇOS ESTRUTURAIS .....</b>	<b>45</b>
<b>3.7 TRABALHOS DE REPARAÇÃO/REABILITAÇÃO DO BETÃO EXISTENTE .....</b>	<b>47</b>
<b>3.8 PROJETO DE ALARGAMENTO E REFORÇO: AÇÕES E VERIFICAÇÕES CONSIDERADAS .....</b>	<b>49</b>
<b>4 ANÁLISE E VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA LONGITUDINAL APÓS ALARGAMENTO .....</b>	<b>53</b>
<b>4.1 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DO TABULEIRO NA DIREÇÃO LONGITUDINAL SEM REFORÇO .....</b>	<b>54</b>
4.1.1 MODELAÇÃO ESTRUTURAL .....	54
4.1.2 EUROCÓDIGOS CONSIDERADOS .....	57
4.1.3 QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES .....	57
4.1.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES .....	66
4.1.5 CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA .....	69
<b>4.2 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DO TABULEIRO NA DIREÇÃO LONGITUDINAL COM REFORÇO .....</b>	<b>77</b>
4.2.1 QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES .....	78
4.2.2 CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA .....	81
<b>5 ANÁLISE E VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA TRANSVERSAL APÓS ALARGAMENTO .....</b>	<b>86</b>
<b>5.1 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DO TABULEIRO NA DIREÇÃO TRANSVERSAL SEM REFORÇO .....</b>	<b>87</b>

5.1.1	MODELAÇÃO ESTRUTURAL .....	87
5.1.2	EUROCÓDIGOS CONSIDERADOS .....	87
5.1.3	QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES .....	87
5.1.4	COMBINAÇÃO DE AÇÕES .....	89
5.1.5	CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA .....	90
<b>5.2</b>	<b>VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DO TABULEIRO NA DIREÇÃO TRANSVERSAL COM REFORÇO.....</b>	<b>92</b>
5.2.1	CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA .....	95
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES FINAIS E EXTENSÕES PARA TRABALHOS FUTUROS</b>	<b>99</b>
<b>6.1</b>	<b>CONCLUSÕES GERAIS FINAIS .....</b>	<b>99</b>
<b>6.2</b>	<b>CONSIDERAÇÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....</b>	<b>100</b>
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>103</b>
	<b>ANEXOS.....</b>	<b>108</b>
I_	RESULTADOS OBTIDOS NO PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO SAP2000 _ “ANÁLISE LONGITUDINAL DO TABULEIRO” .....	110
II_	RESULTADOS OBTIDOS NO PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO SAP2000_ “ANÁLISE TRANSVERSAL DO TABULEIRO” .....	124
III_	RESULTADOS OBTIDOS NO PROGRAMA DE CÁLCULO “FRP LAMELLA” _ “DIMENSIONAMENTO DOS LAMINADOS DE FIBRAS DE CARBONO” .....	128
IV_	PEÇAS DESENHADAS DO PROJETO DE REABILITAÇÃO E REFORÇO ESTRUTURAL DA PS 282132	
V_	PEÇAS DESENHADAS DO PROJETO DE EXECUÇÃO DO CASO DE ESTUDO DA PI 426 .....	140



## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Tipologia de obras de arte da BRISA (Paulo Barros-BEG,2013). ....	4
Fig. 2.2 – Rede da Brisa (Paulo Barros-BEG, 2013). ....	5
Fig. 2.3 – Vista aérea da localização da Passagem Superior 282 (Google maps). ....	6
Fig. 2.4 – Vista frontal da Passagem Superior 282 (Google maps).....	6
Fig. 2.5 – Alçado/corte longitudinal (Rito, A. et al., 2013). ....	7
Fig. 2.6 – Corte transversal pelo meio vão central (Rito, A. et al., 2013). ....	7
Fig. 2.7 – Alçado dos pilares (Rito, A. et al., 2013). ....	8
Fig. 2.8 - Fissuras longitudinais nas faces das nervuras do tabuleiro. (a) Fissuras nas faces interiores, nos tramos extremos. (b) Fissuras nas faces exteriores, junto ao encontro. (Rito, A. et al., 2013). ....	9
Fig. 2.9 – Fissuras longitudinais na plataforma do tabuleiro (Rito, A. et al., 2013). ....	10
Fig. 2.10 – Aparelhos de apoio apresentando rotação significativa para o exterior e degradação das chapas superiores e inferiores. (Relatório de inspeção e ensaios do ISQ, 2012). ....	11
Fig. 2.11 – Vista geral da Passagem Inferior 426 da A1, no Sublanço Feira/Carvalhos. ....	15
Fig. 2.12 – Passagem Inferior 426. (a) Muro de ala. (b) Junta de dilatação no plano vertical intermédio. ....	16
Fig. 2.13 – Vista geral com indicação para o montante. ....	17
Fig. 2.14 – Corte longitudinal com as soluções de reforço estrutural adotadas (António Perry da Câmara, 1998). ....	17
Fig. 2.15 – Pré-esforço vertical dos montantes (António Perry da Camâra, 1998). ....	18
Fig. 2.16 – Faseamento do reforço com mantas de fibras de carbono (António Perry da Câmara, 1998). (Vista em planta ver Anexo IV) ....	18
Fig. 2.17 – Pormenor da cabeça exterior da ancoragem de fixação das carlingas e dos muros de avenida. ....	19
Fig. 2.18 – Passagem superior 411. (a) Vista geral da passagem superior 411. (b) Caminho-de-ferro. ....	20
Fig. 2.19 – Nova estrutura de suporte do tabuleiro. (a) Pré-esforço transversal na carlinga. (b) Carlingas com abertura circular. ....	22
Fig. 2.20 – Movimento nos aparelhos de apoio (Mason, 1977). ....	23
Fig. 2.21 – Solução de aparelhos de apoio em neoprene (Mason, 1977). ....	24
Fig. 2.22 – Microestaca (Machado, Instituto Superior Técnico).....	25
Fig. 2.23 – Diferentes fases de execução de microestacas (Neves, 2010). ....	26
Fig. 2.24 – Primeira fase construtiva da Passagem Superior 411 (Perry da Câmara, 2005). ....	27
Fig. 2.25 – Segunda fase construtiva da Passagem Superior 411 (Perry da Câmara, 2005). ....	27
Fig. 2.26 – Terceira fase construtiva da Passagem Superior 411 (Perry da Câmara, 2005). ....	28



Fig. 2.27 – Quarta fase construtiva da Passagem Superior 411 (Perry da Câmara, 2005). .....	28
Fig. 2.28 – Ponte sobre a Ribeira do Jamor (a) Vista geral. (b) Vista lateral da Ponte. (Google Maps) .....	29
Fig. 2.29 – Corte transversal da Ponte sobre a Ribeira do Jamor (Carvalho, 2012). .....	29
Fig. 2.30 – Corte longitudinal da Ponte sobre a Ribeira do Jamor (Carvalho, 2012). .....	30
Fig. 2.31 – Delaminação do betão e corrosão das armaduras (Carvalho, 2012). .....	31
Fig. 2.32 – Aparelho de apoio com sinais de corrosão avançada (Carvalho, 2012). .....	31
Fig. 2.33 – Pré-esforço adotado para o reforço estrutural (Carvalho, 2012). (a) Dispositivos de ancoragem. (b) Vista do pré-esforço longitudinal na zona dos apoios. ....	32
Fig. 2.34 – Reforço com chapas metálicas usadas no reforço estrutural (Carvalho, 2012). .....	33
Fig. 2.35 – Novos aparelhos de apoio utilizados na reabilitação (Carvalho, 2012). .....	34
Fig. 3.1 – Vista aérea da localização do Viaduto sobre o Rio Leça (Google Maps). .....	37
Fig. 3.2 – Vista geral da Obra de Arte. ....	38
Fig. 3.3 – Alçado do Viaduto sobre o Rio Leça (Rito, A et al., 1986). .....	38
Fig. 3.4 – Meio alçado do Viaduto sobre o Rio Leça (Rito, A et al., 2003). .....	39
Fig. 3.5 – Aparelhos de apoio metálicos (Quatro por cada tabuleiro) (Rito, A et al., 2003). .....	40
Fig. 3.6 – Vista geral da mesoestrutura do Viaduto sobre o Rio Leça. ....	40
Fig. 3.7 – Perfil transversal original, com indicação dos lancis demolidos. a) Largura adicional (de 3.75) reservada para o alargamento para 2x3 vias. ....	41
Fig. 3.8 – Perfil transversal do Viaduto após alargamento (Rito, A et al., 2003). .....	42
Fig. 3.9 – Traçado do cabo de pré-esforço exterior de metade do tabuleiro (adaptado de ARE,2003). .....	43
Fig. 3.10 – Pré-esforço exterior usado no reforço do Viaduto. (a) Cabos de P.E. exterior (b) Reforço local das carlingas nas zonas de ancoragem dos cabos. ....	43
Fig. 3.11 – Pormenor das lâminas a colocar na face superior da consola exterior (adaptado de ARE,2003). .....	44
Fig. 3.12 – Pormenor das lâminas a colocar na face inferior da consola interior (adaptado de ARE,2003). .....	44
Fig. 3.13 – Aplicação em obra das lâminas em fibras de carbono. (a) Colagem das fibras de carbono na parte superior das consolas. (b) Laminados de fibras de carbono na fibra inferior das consolas interiores. ....	45
Fig. 3.14 – Detalhes da fixação e dos desviadores. ....	46
Fig. 3.15 – Formas gerais de reforços estruturais (Costeira, 2008) .....	47
Fig. 3.16 – Reparação local de elementos de betão armado (a) Fendilhação nas carlingas. (b) Reparação das fissuras. ....	48
Fig. 4.1 – Definição de $l_0$ , para o cálculo da largura efectiva do banzo (adaptado de EC2). .....	54

Fig. 4.2 – Parâmetros para a determinação da largura efectiva do banzo (adaptado de EC2). .....	55
Fig. 4.3 – Estrutura modelada em SAP2000, v 14. (3D).....	56
Fig. 4.4 – Alçado do cabo de pré-esforço (XOZ). .....	56
Fig. 4.5 – Dados a introduzir no SAP2000, v 14 na aplicação do pré-esforço (3D) .....	59
Fig. 4.6 – Aplicação do modelo de carga 1 (adaptado de EC2) .....	60
Fig. 4.7 – Determinação do $w$ (Designer's Guide To EN 1991-2, 2010) .....	61
Fig. 4.8 – Disposição da sobrecarga rodoviária UDL e TS que origina a maior deformada. ....	63
Fig. 4.9 – Componentes das variações uniformes de temperatura (adaptado de EC1-Parte5).....	64
Fig. 4.10 – Diagramas das tensões no betão (Sem reforço). ....	71
Fig. 4.11 – Equilíbrio da secção. ....	72
Fig. 4.12 – Diagrama de tensões-extensões para aços de pré-esforço (Adaptado NP1992-1-1_2010) .....	72
Fig. 4.13 – Envolvente dos momentos flectores no tabuleiro para as combinações ELU.....	75
Fig. 4.14 – Envolvente de esforços transversos no tabuleiro para as combinações ELU.....	77
Fig. 4.15 – Traçado do cabo de pré-esforço exterior adotado.....	79
Fig. 4.16 – Ações atuantes correspondentes ao pré-esforço exterior (SAP2000). ....	80
Fig. 4.17 – Diagrama de momentos flectores devido ao reforço de PE exterior. ....	80
Fig. 4.18 – Diagrama de esforços transversos devido ao reforço de PE exterior. ....	81
Fig. 4.19 – Diagramas das tensões no betão (Com reforço). ....	82
Fig. 4.20 – Diagrama de tensões-extensões do pré-esforço exterior (Do lado da ação). ....	82
Fig. 4.21 – Envolvente dos momentos flectores no tabuleiro para as combinações ELU.....	84
Fig. 4.22 – Envolvente de esforços transversos no tabuleiro para as combinações ELU.....	85
Fig. 5.1 – Estrutura modelada em SAP2000, v 14. (3D).....	87
Fig. 5.2 – Disposição da sobrecarga rodoviária UDL e TS que origina a maior deformada na consola. .....	88
Fig. 5.3 – Disposição da sobrecarga rodoviária UDL e TS que origina a maior deformada no vão.....	89
Fig. 5.4 – Secções mais condicionantes em termos de esforços. ....	90
Fig. 5.5 – Reforço tipo mais comuns com colagem de laminados/ mantas ao betão (adaptado Juvandes, 1999). ....	93
Fig. 5.6 – Diagrama de tensões-extensões do material FRP (Fiber Reinforced Polymer). ....	94



## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Materiais .....	51
Quadro 2 – Largura efectiva dos banzos (beff) adotadas.....	55
Quadro 3 – Propriedades geométricas equivalentes a uma viga do tabuleiro considerando o beff. ...	56
Quadro 4 – Materiais .....	57
Quadro 5 – Resumo das restantes cargas permanentes por tabuleiro .....	58
Quadro 6 – Vias fictícias (adaptado de Tabela 4.1 do EC2).....	61
Quadro 7 – Valores recomendados de $\psi_q$ e $\psi_Q$ (adaptado de EC2).. .....	62
Quadro 8 – Valores das cargas concentradas e uniformemente distribuídas (adaptado de EC2).. ....	62
Quadro 9 – Combinações quase-permanentes consideradas e respetivos valores de majoração.. ...	67
Quadro 10 – Coeficientes de majoração ( $\gamma$ ).....	68
Quadro 11 – Coeficientes de redução ( $\phi$ ).....	69
Quadro 12 – Armaduras de momentos fletores.....	74
Quadro 13 – Momentos Fletores (ELU) sem reforço.. .....	74
Quadro 14 – Envolvente de esforços transversos. ....	76
Quadro 15 – Propriedades do Pré-esforço exterior.. .....	78
Quadro 16 – Momentos Fletores (ELU) com reforço.....	83
Quadro 17 – Esforços resistentes ao esforço transversal com reforço.....	84
Quadro 18 – Armaduras dispostas na laje do tabuleiro. ....	91
Quadro 19 – Estado limite último de resistência.. .....	91
Quadro 20 – Propriedades geométricas e mecânicas do laminado de fibras de carbono.. .....	96





# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O tema da dissertação aborda o estudo de alargamentos e reforços estruturais em diversas obras de arte que têm vindo a ser executados nos últimos anos nas auto-estradas concessionadas pela Brisa (BEG-Brisa Engenharia e Gestão), realizado no âmbito da unidade curricular Dissertação em Ambiente Empresarial.

Ao longo dos anos tem-se verificado um incremento de tráfego nas vias rodoviárias portuguesas, conduzindo em alguns casos à necessidade de alargar o perfil transversal (aumento do número de vias), pelo que as obras de arte inseridas nessas estradas necessitem de ser alargadas e eventualmente reforçadas.

Neste âmbito, a Brisa tem vindo a confrontar-se com vários casos de alargamento e reforço nas suas obras de arte. Perante a oportunidade de realizar a tese em ambiente empresarial, este tema surgiu com naturalidade dado o número crescente de obras intervencionadas. Sabendo que, nos dias de hoje, a reabilitação e reforço estrutural tem vindo a aumentar, no sentido da conservação do património construído, revela-se assim mais um motivo para o tema escolhido.

Nesse sentido, são apresentados vários casos de estudo neste trabalho com o intuito de dar a conhecer soluções de alargamento e reforço que tem vindo a ser projetadas e construídas em obras de arte concessionadas pela Brisa.

O tema da dissertação surge também pelo interesse em estudar as consequências da alteração da regulamentação em vigor, nomeadamente a passagem de regulamentações nacionais para europeias. Este aspeto tem grande relevância em obras de alargamentos e/ou reabilitação e reforço estrutural, em que foram dimensionadas para ações nacionais, e passarão, num futuro próximo, a ser analisadas à luz da regulamentação europeia. Este trabalho pretende assim dar um contributo a todos os intervenientes neste processo de adaptação (especialmente aos Projetistas e Donos de Obra), contudo, não pretende estabelecer qualquer tipo de regra, pois cada obra apresenta especificidades próprias.

Sendo que um dos casos – Viaduto sobre o Rio Leça – foi analisado em particular com o interesse de avaliar quais os reforços necessários pela futura regulamentação através de uma modelação numérica, estudo das futuras ações (que revelam um aumento de sobrecargas rodoviárias, talvez porque ao longo dos anos têm vindo a circular cada vez mais veículos cada vez mais pesados).

## 1.2 OBJETIVOS

No âmbito do estudo e análise de obras de alargamento, reabilitação e reforço estrutural, propuseram-se os seguintes objectivos:

- Análise de várias obras de arte inseridas na concessão Brisa, onde se realizaram alargamentos que levaram ao reforço e reabilitação das mesmas.
- Análise estrutural do Viaduto sobre o Rio Leça face às solicitações e verificações europeias, sendo que o projeto de alargamento do viaduto teve em consideração os regulamentos nacionais em vigor, nomeadamente o RSA (Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes) e REBAP (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado).
- Dimensionamento das soluções de reforço utilizadas, pré-esforço exterior e laminados de fibras de carbono à luz dos Eurocódigos.

## 1.3 ESTRUTURA DA TESE

Tendo em conta os objetivos propostos, organiza-se esta tese por princípios, em que se procuraram agrupar, por tema, todos os assuntos abordados em cada objetivo. Seguidamente, descrevem-se sumariamente os referidos capítulos.

Capítulo 1 – “Introdução” – Neste primeiro capítulo, fez-se uma pequena introdução, visando contextualizar os objetivos propostos para o presente trabalho.

Capítulo 2 – “Apresentação de casos de reabilitação e reforço estrutural” – Neste capítulo abordou-se vários casos de obras de arte que foram reabilitadas e reforçadas após alargamento da auto-estrada em que estava inserida, explicando o seus processos de alargamento e consequentes reforços.

Capítulo 3 – “Alargamento e reforço estrutural do Viaduto sobre o Rio Leça” – Neste capítulo, descreve-se o alargamento do viaduto sobre o Rio Leça e os condicionalismos e soluções de reforço estrutural definidos pelo projetista para a verificação.

Capítulo 4 – “Análise e verificação de segurança longitudinal após alargamento” – Na sequência do capítulo 3, descreve-se o modelo de cálculo desenvolvido para analisar longitudinalmente o tabuleiro, após as obras de alargamento sem e com reforço.

Capítulo 5 – “Análise e verificação de segurança transversal após alargamento” – Na sequência do capítulo 3, descreve-se o modelo de cálculo desenvolvido para analisar transversalmente o tabuleiro, após as obras de alargamento sem e com reforço.

Capítulo 6 – “Conclusões” – Neste capítulo, formalizam-se todas as conclusões acerca do trabalho desenvolvido, bem como sugestões para trabalhos futuros.



## 2

## APRESENTAÇÃO DE CASOS DE REABILITAÇÃO E REFORÇO ESTRUTURAL

### 2.1 INTRODUÇÃO

As estruturas de betão armado têm um período de vida útil longo mas os seus requisitos podem alterar-se nesse período. Uma estrutura poderá, ter que suportar um espectro maior de cargas ou ter de atender a novas exigências normativas. Por outro lado, nos casos de estruturas que têm de ser reparadas devido a acidentes. Existem ainda outras situações em que se detetam erros durante a fase de projeto ou de construção, o que obriga a reforçar as estruturas, antes ou mesmo após entrarem em funcionamento. Quando algumas destas circunstâncias ocorrem, cabe ao engenheiro defrontar-se com a avaliação da opção pelo reforço da estrutura existente ou pela substituição por uma estrutura nova.

A garantia de maior vida útil, com satisfatório desempenho funcional e estrutural, depende também de uma adequada manutenção ao longo do tempo. Essa manutenção, tanto preventiva como corretiva, deverá fazer parte de um processo mais amplo de gestão das rodovias com as suas respetivas obras de arte, compreendendo vistorias periódicas que visem identificar as falhas estruturais porventura existentes, diagnosticando-as e em seguida definindo as ações de recuperação, caso se considere necessário.

As principais falhas estruturais são as falhas congénitas, as falhas adquiridas durante a construção, falhas motivadas por causas acidentais e falhas adquiridas devido às condições de exposição. As causas relacionadas anteriormente tendem a causar os seguintes danos nas estruturas de pontes de betão armado ou pré-esforçado: Fissuras; Carbonatação; Desagregação; Segregação; Perda de aderência; Corrosão das armaduras; Movimentações estruturais e Calcinação (Vitório, 2002).

Tem-se assistido ao crescimento dos materiais compósitos, utilizados inicialmente nos campos militar e aeronáutico, e posteriormente alargados à generalidade das indústrias. Quando as propriedades destes materiais são convenientemente ajustadas às estruturas de betão, sobretudo através da garantia de uma adequada ligação ao betão, pela compatibilidade de deformações e da perfeita conjugação química entre eles, permitem a conceção de estruturas mais leves, mais resistentes e mais duráveis.

Nos primeiros anos, a atividade da BRISA esteve focada na construção (Projeto, Expropriações e Gestão e Fiscalização das Empreitadas). Após a abertura ao tráfego dos novos sublanços, a Operação e Manutenção torna-se uma das atividades mais relevantes do portfólio da BRISA. Desde 1991, com a conclusão da A1, A5 e dos primeiros sublanços da A3 e A4, a rede em operação ganha dimensão e o desenvolvimento de Sistemas de Gestão para a globalidade da Infra-estrutura torna-se imprescindível.

Dado o crescimento significativo da rede, tornou-se necessário a constituição de uma equipa técnica dedicada, desde 2000 a gestão de obras de arte que é realizada por um departamento específico da empresa.

A BRISA possui uma vasta tipologia de obras de arte correntes (PS, PI, PP, PH/A) e especiais (Pontes, Viadutos e Túneis), sendo a maioria em betão armado e pré-esforçado (93.7 %) e apenas 128 obras metálicas/mistas (6.3 %), com um total de 1915 Obras de Arte (OA), como se pode visualizar na Fig. 2.1.

As diferentes tipologias de obras de arte da empresa, estão identificadas como:

PS – Passagem Superior

PI – Passagem Inferior

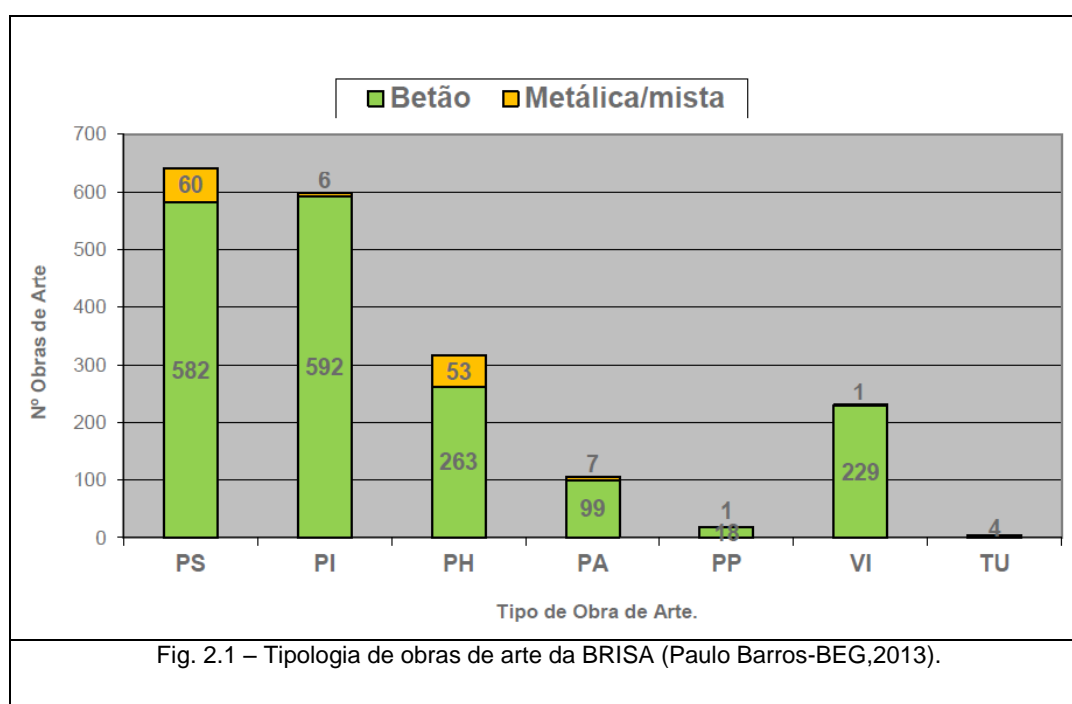
PH – Passagem Hidráulica

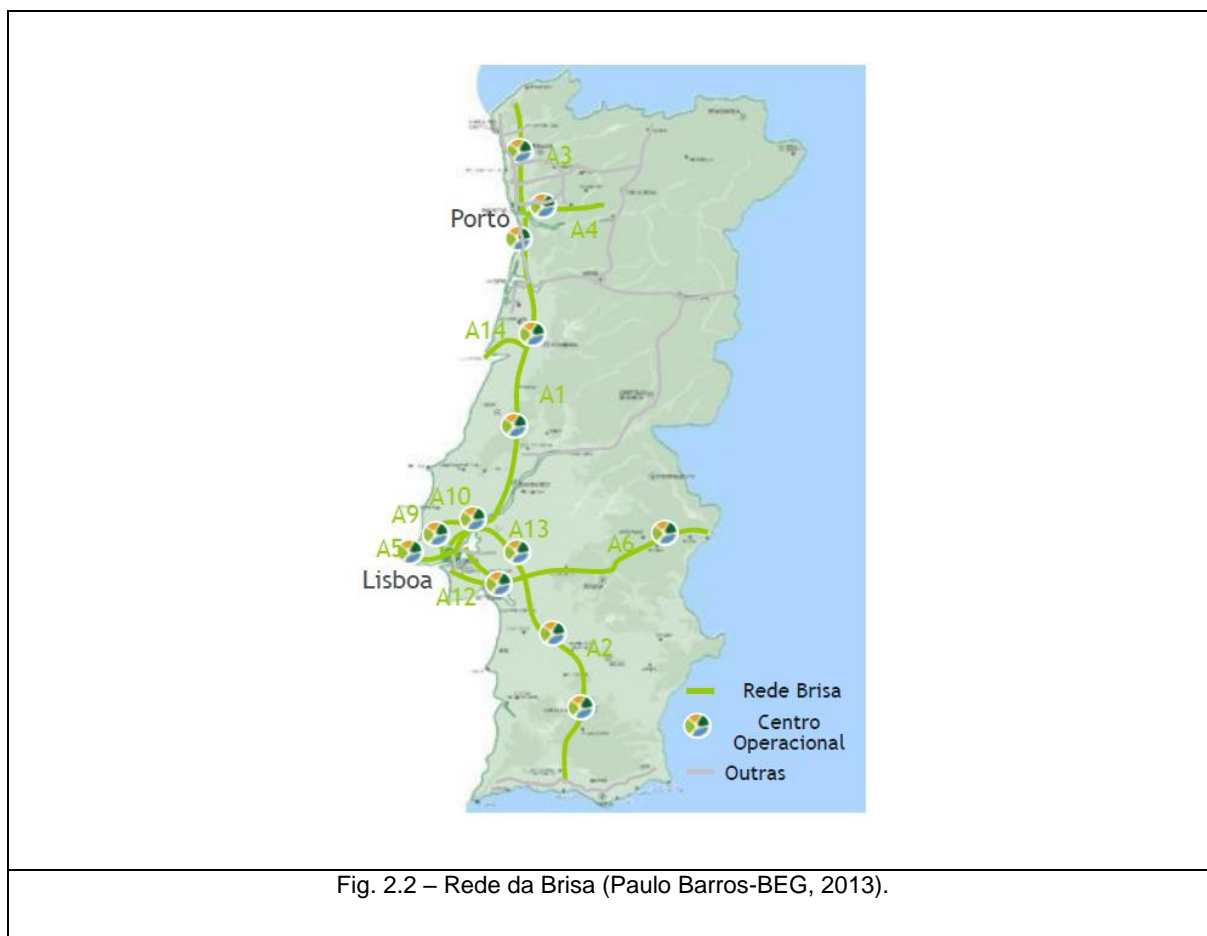
VI – Viaduto

PA – Passagem Agrícola

PP – Passagem Pedonal

TU – Túnel





As intervenções realizadas pela BRISA, prendem-se na maioria com a reabilitação e requalificação, isto é, alargamentos nas Auto-Estradas devido a implementação de nova legislação, de novas condições de tráfego e devido ao aparecimento de anomalias ao longo da vida útil das obras de arte necessitando de reabilitação.

A necessidade de alargamento de algumas das principais vias de comunicação do nosso país, concessionadas pela BRISA com o mapeamento das Auto-estradas na Fig. 2.2, tem obrigado os projetistas a conceber soluções estruturais de reforço e alargamento das obras de arte existentes.

Neste contexto e tendo o benefício de desenvolver a presente dissertação na empresa BRISA (Engenharia e Gestão), com este capítulo pretende-se abordar, de entre os vários casos possíveis, três casos de reabilitação e reforço estrutural de obras de arte executados na BRISA e um caso de estudo de uma dissertação do mestrado na FEUP.

No presente capítulo pretende-se apresentar vários casos de reabilitação e reforço estrutural, tendo em atenção o contexto em que estão inseridas, o tipo de Obra de Arte (OA), principais fases de construção e desenvolver o tema principal que se prende com a reabilitação e reforço estrutural.

## 2.2 CASO PASSAGEM SUPERIOR 282 (A1 AUTO ESTRADA DO NORTE)

### 2.2.1 APRESENTAÇÃO GERAL

A Passagem Superior 282 (EX-PS9) localiza-se ao km 194+062 da A1-Auto-Estrada do Norte, no Sublânço Coimbra Sul/Coimbra Norte, ligando as localidades de Cidreira (a Este) e de São Facundo (a Oeste). A figura Fig. 2.3 mostra-nos a localização da Passagem Superior 282 e a Fig. 2.4 representa a vista frontal da obra, ambas as figuras retiradas do Google Maps.



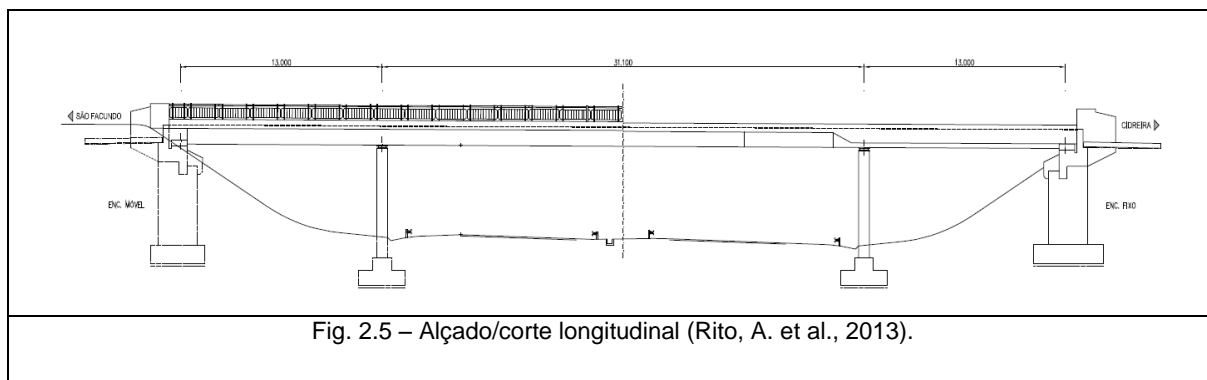
Fig. 2.3 – Vista aérea da localização da Passagem Superior 282 (Google maps).



Fig. 2.4 – Vista frontal da Passagem Superior 282 (Google maps).

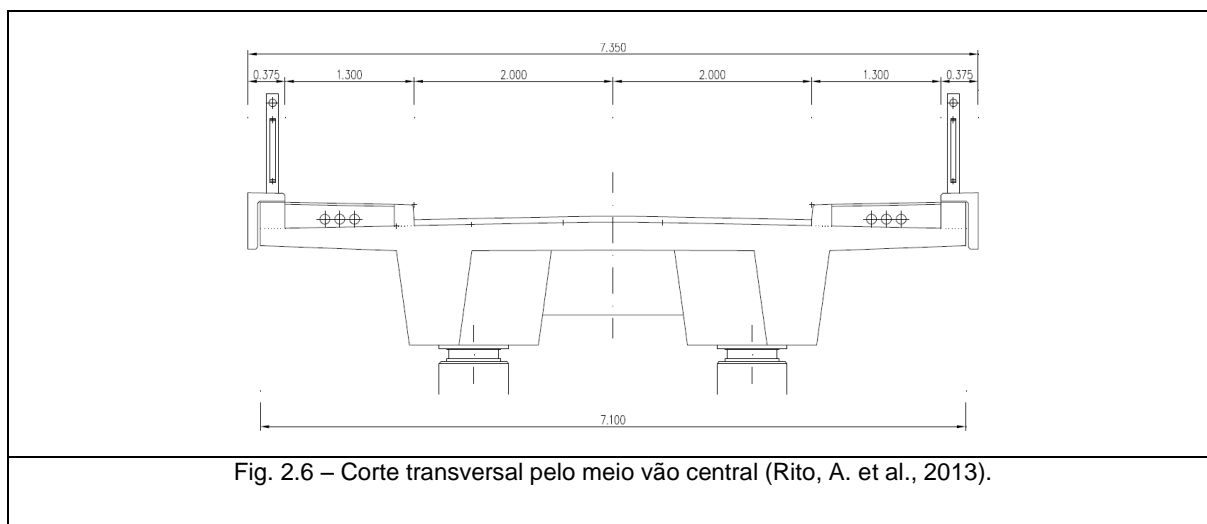
O projeto original data de Janeiro de 1979 e a obra entrou em serviço no ano de 1982, ou seja, tem aproximadamente 30 anos de utilização.

A passagem superior é constituída por um tabuleiro contínuo de três tramos, com tramos extremos de 13 metros e um tramo intermédio de 31.10 metros, perfazendo um comprimento total de 57.10 metros Fig. 2.5.



O tabuleiro é em laje nervurada, em betão armado pré-esforçado na direção longitudinal e armado na direção transversal, com duas nervuras maciças, de largura variável, com largura reduzida no tramo central e alargada junto aos apoios nos pilares, prolongando-se até aos encontros, sendo a variação das dimensões das nervuras feita para o interior, sob a laje entre as nervuras. Também a laje entre nervuras tem um espessamento junto aos pilares e mantém essa espessura até ao apoio nos encontros, servindo, em conjunto com as nervuras e a carlinga nos encontros, de contra-peso para compensar o desequilíbrio entre os vãos extremos e o central, que tem um valor de  $13/31.10=0.42$ .

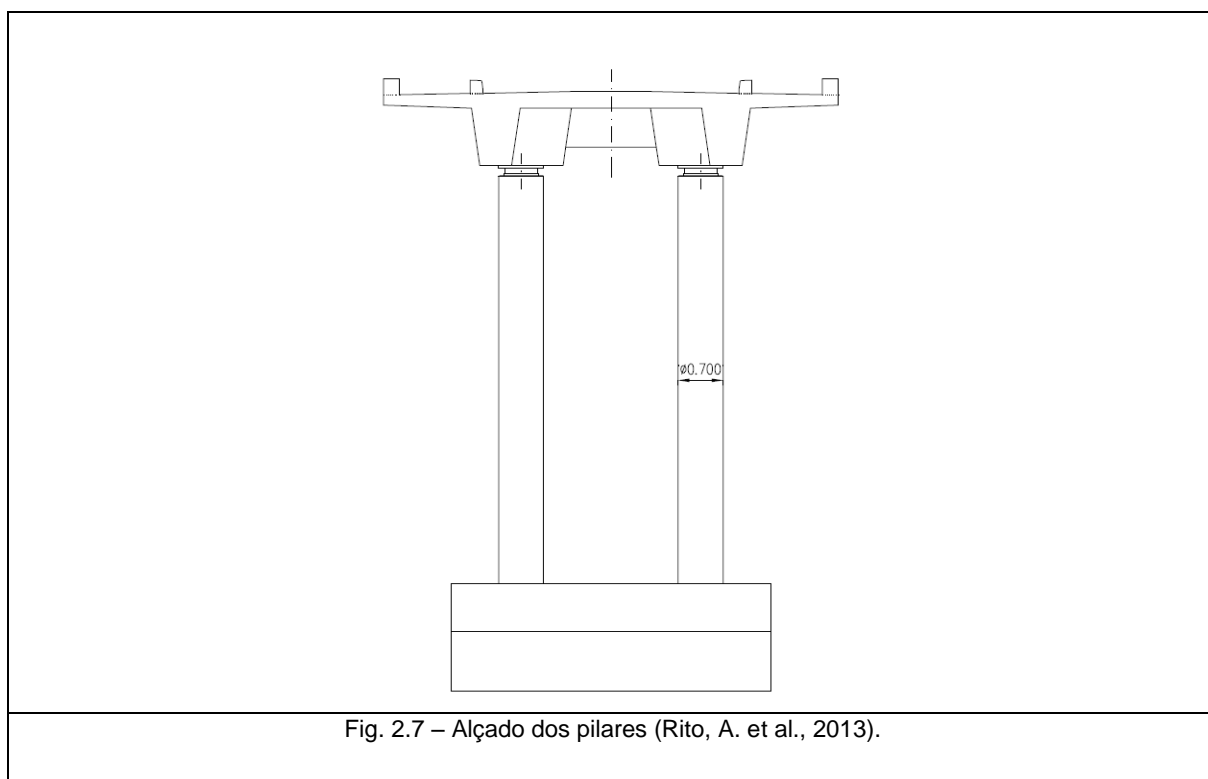
Transversalmente, a estrutura comporta duas vias com 2 metros de largura cada e dois passeios com larguras úteis de 1.30 metros o que perfaz, contando com as zonas das consolas destinadas a suportar as cornijas, uma largura total de tabuleiro de 7.10 metros (Fig. 2.6).



Os pilares, em betão armado, têm fustes constantes de diâmetro 0.70 metros como se verifica na Fig. 2.7 e são dois por alinhamento de apoio, um sob cada uma das nervuras do tabuleiro. Os pilares são fundados por intermédio de uma sapata única, também esta em betão armado.

Os encontros, também em betão armado, com geometrias semelhantes em cada extremo, constituídos por dois montantes com 0.60 metros de espessura e fundados diretamente por meio de sapatas.

O apoio do tabuleiro nos pilares e encontros (sendo estes um fixo e outro móvel) é feito por intermédio de aparelhos de apoio em neoprene cintado.



### 2.2.2 ESTADO ATUAL DA OBRA

Na sequência de uma inspeção afetuada à obra, em Maio de 2011, por uma equipa de técnicos da BEG (Brisa Engenharia e Gestão, S.A), foram detetadas uma série de anomalias que pareciam indiciar um deficiente funcionamento estrutural da PS e que necessitavam de soluções que pudessem corrigir essas anomalias.

Foi solicitada pela BRISA ao gabinete de engenharia Armando Rito, Engenharia SA. a elaboração de um Plano de Inspeção e Ensaios da Passagem Superior 282, que incluía o total registo das anomalias existentes, a confirmação dimensional dos elementos estruturais, o levantamento topográfico da deformada da obra, o mapeamento dos recobrimentos dos vários elementos estruturais e, ainda, a prescrição de ensaios de caracterização para determinação do estado de conservação dos materiais constituintes da estrutura, nomeadamente dos betões.

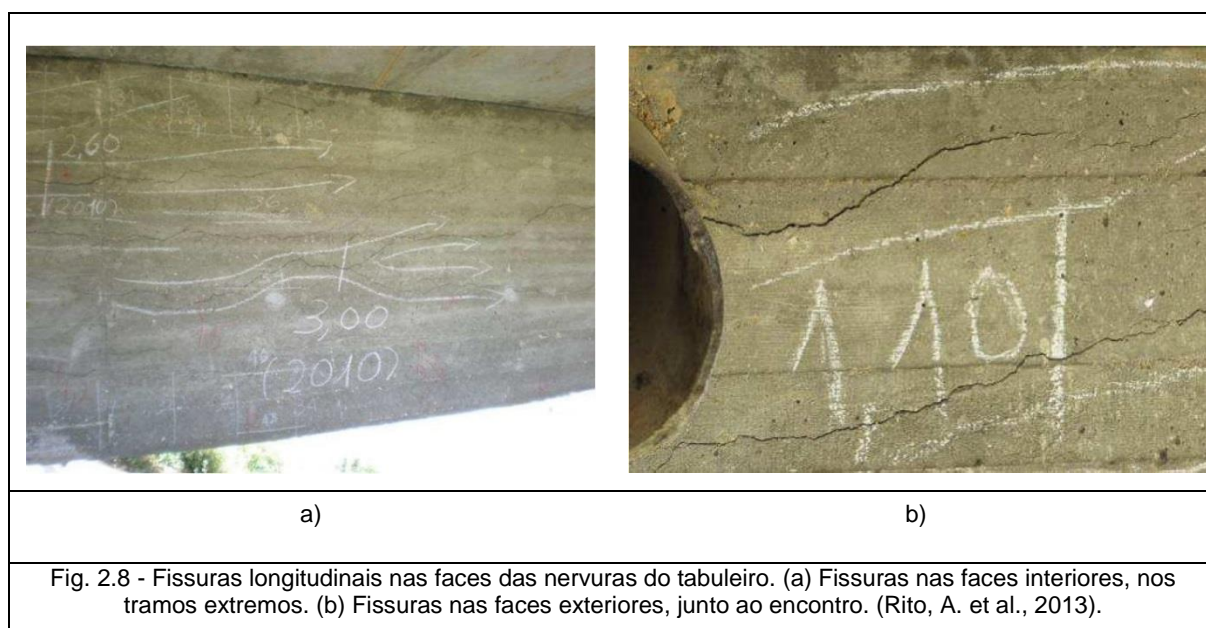
Tendo por base o referido plano, a BEG contratou o ISQ (Instituto de Soldadura e Qualidade) para a realização da inspeção detalhada da obra.

Essa inspeção teve como principais objetivos definidos no Plano de Inspeção, os seguintes trabalhos:

- Pormenorizado mapeamento das anomalias existentes;
- Caracterização dos mecanismos de deterioração;
- Caracterização dos betões da obra, que teve como objectivo o estabelecimento de uma comparação com os betões indicados no Projeto de Execução que permitia o desenvolvimento de uma análise refinada sobre o comportamento expectável dos materiais da estrutura por comparação com o efectivamente registado na obra.
- Identificação e quantificação das áreas de betão e das extensões e secções em que os elementos apresentassem fissuras, quantificando-se os seus comprimentos e aberturas;
- Inspeção das juntas de dilatação e dos aparelhos de apoio;
- Levantamento dimensional dos elementos da obra, levantamento topográfico de nivelamento e medição das espessuras de betuminoso em vários pontos do tabuleiro, de modo a que ficassem validadas as indicações de Projeto de Execução e avaliar o comportamento da obra para as camadas de betuminoso que existiam e para futuras.

Com o relatório resultante da inspeção detalhada realizada pelo ISQ, através do plano de inspeção e ensaios, descrevem-se as conclusões abaixo, que resumem as principais anomalias detetadas.

As nervuras apresentavam-se fortemente fissuradas, como se pode verificar na Fig. 2.8, nos tramos extremos abrangendo os apoios sobre os pilares e encontros, com real destaque nas suas faces laterais e faces inferiores no sector do lado Cidreira (Este).



A laje do tabuleiro apresentava também fendilhação no sentido longitudinal (Fig. 2.9), com especial grau de degradação também nos tramos extremos, abrangendo os alinhamentos dos pilares e dos encontros, com profundidades conseguidas medir até 20 a 28 centímetros e aberturas máximas de 30 milímetros. Estas constatações foram obtidas com recurso a carotagem, após fresagem.





Fig. 2.9 – Fissuras longitudinais na plataforma do tabuleiro (Rito, A. et al., 2013).

Da molhagem efetuada sobre as fendas superiores (por ação do normal uso de água da carotagem sobre as próprias fendas e da chuva verificada na manhã do dia 13 de Abril de 2012), não foram observadas escorrências nas faces laterais das nervuras nem nas suas faces inferiores, ou da própria laje (entre nervuras e sob consola).

Observou-se a existência dispersa, pelas faces inferiores das consolas da laje, de escorrências de sais com formação de estalactites, associadas a fissuração transversal ao eixo longitudinal da obra.

Com base nas medições da folga de junta móvel (lado de S. Facundo) em 3 pontos, efetuadas 3 vezes ao dia, em condições atmosféricas com alguma amplitude térmica, verificou-se que não há registo de qualquer movimentação, o que induziu a conclusão de haver total restrição local.

Quanto aos apoios sobre os pilares (em bloco circular de neoprene Fig. 2.10), verifica-se que os 4 apoios apresentavam desníveis em cada um dos blocos entre 4mm e 6 mm, com barrigamento da geometria nas zonas mais comprimidas.





Fig. 2.10 – Aparelhos de apoio apresentando rotação significativa para o exterior e degradação das chapas superiores e inferiores. (Relatório de inspeção e ensaios do ISQ, 2012).

Da observação topográfica realizada sobre o nivelamento do tabuleiro não se evidenciaram diferenças significativas de cotas ao longo dos 4 alinhamentos longitudinais obtidos. Também na análise da verticalidade dos 4 pilares, sobre dois eixos perpendiculares, não são notórios desvios acima dos 10 mm (observado neste caso concreto, no eixo longitudinal da obra).

Das carotes ensaiadas em laboratório, verificou-se alguma homogeneidade nos valores obtidos, dentro de cada tipo de elemento estrutural, mesmo considerando apenas 2 carotes possíveis ensaiar na determinação do Módulo de Elasticidade, com valores entre os 28.2 e 29.8 GPa. Nos pilares a homogeneidade verifica-se também com valores entre 30 e 33.8 GPa, mas nas nervuras os valores têm variação, com valores mínimos e máximos de 18.3 GPa e 30.2 GPa, respectivamente. Numa das carotes obtidas na laje, observaram-se (numa breve análise macroscópica) indícios de poder haver reações expansivas no betão, as quais, contudo, se entendeu não serem a principal causa da ocorrência de fissuração generalizada da obra.

No ensaio de compressão para determinação da tensão de rotura os valores que foram observados eram todos acima dos 49.9 MPa, com médias na ordem do 54.8 MPa (na laje), 67.5 MPa (nos pilares) e 59.7 MPa (nas nervuras), após correcção de valores, dada a dimensão das carotes.

Das 54 malhas efetuadas para determinação do recobrimento, os valores mínimos obtidos foram de 20 a 25 mm (com alguns valores esporádicos desde 11 mm), sendo que os registos de valores médios de recobrimento rondavam os 30 a 35 mm, dependendo das camadas de armadura da malha, que está mais próxima da superfície.

Outras anomalias observadas prendiam-se com as insuficiências de recobrimento, na generalidade dos acrotérios, com armaduras expostas e corroídas e também na face vertical da viga de estribo do encontro do lado de S.Facundo.

Dos elementos dos encontros, salienta-se o lado de Cidreira que apresenta um conjunto de fissuração com alguma expressão na face vertical da viga de estribo e nas faces horizontais da mesma, podendo estar sujeito a algum efeito de ação originado pelos apoios da nervura local.

No encontro do lado de S.Facundo, verifica-se na face vertical da sua viga de estribo a existência de varões de armadura expostos e corroídos, dada a insuficiência de recobrimento nesses locais.

Por último ainda a acrescentar o estado de degradação por quebra das tampas das caixas de visita sobre os passeios da obra e a acumulação de detritos e de sais de escorrências em torno dos vários tubos de drenagem sob o tabuleiro.

### 2.2.3 DESCRIÇÃO DAS SOLUÇÕES DE REFORÇO ADOTADAS

De modo a colmatar as anomalias existentes e eliminar a possibilidade do seu reaparecimento, foram definidas algumas medidas de reforço local. Devido aos efeitos de torção existentes na obra, causados pela sua concepção estrutural e insuficiência de alguma armadura, considerou-se necessário reforçar transversalmente o tabuleiro para que se controlem os referidos efeitos e se anulem as possibilidades de ocorrência de anomalias mais graves.

Assim o projetista perspetivou a melhoria da capacidade resistente do tabuleiro através da introdução de barras de pré-esforço e de mantas e laminados de fibras de carbono, nas zonas inferiores e superiores do tabuleiro, na direção transversal. No entanto, as anomalias e efeitos registados na obra em estudo, devem-se essencialmente a cargas permanentes, pelo que, o efeito da introdução das mantas e laminados irá incidir essencialmente no possível aparecimento de novas fendas, não conseguindo, devido ao seu estado passivo inicial, eliminar as fissuras existentes. Por conseguinte existe a necessidade de introdução, sempre que a geometria das secções do tabuleiro o permita, de barras de pré-esforço transversal ativo nas zonas onde se registam as maiores fendas longitudinais.

#### 2.2.3.1 BARRAS DE PRÉ-ESFORÇO TRANSVERSAL

Constatou-se que nos tramos extremos e nas zonas de transição junto aos pilares, existem fendas na plataforma do tabuleiro com expressão significativa. Para colmatar esta patologia, estas zonas foram reforçadas com barras de pré-esforço que permitirão diminuir a abertura das fendas existentes na parte superior do tabuleiro, corrigir o défice de armadura transversal dessas zonas e contrariar os efeitos que originaram os problemas registados e o aparecimento de novas fendas.

#### 2.2.3.2 LAMINADOS DE FIBRAS DE CARBONO

Nas zonas de transição, onde não era possível instalar barras de pré-esforço, o projetista considerou conveniente reforçar transversalmente as nervuras com laminados de fibra de carbono, após refechamento das fendas superiores existentes com resina epóxi, por forma a conferir-lhe maior capacidade resistente e evitar a propagação das fendas existentes e o aparecimento de novas anomalias da estrutura.

#### 2.2.3.3 MANTAS DE FIBRAS DE CARBONO

Esta solução foi colocada nas zonas junto aos encontros e pilares, onde a fissuração longitudinal nas almas e na base das nervuras é mais expressiva, considerou-se assim conveniente reforçar transversalmente as nervuras com mantas de fibra de carbono, após refechamento das fendas existentes com resinas epóxi, por forma a evitar a propagação das fendas existentes e o aparecimento de novas anomalias na estrutura.

No Anexo IV apresentam-se algumas peças desenhadas constituintes deste Projeto de reabilitação e reforço estrutural com a apresentação em pormenor dos reforços preconizados.

## 2.2.4 DESCRIÇÃO DOS TRABALHOS DE REPARAÇÃO E CONSERVAÇÃO

À exceção do tabuleiro, nos restantes elementos da obra, atendendo ao seu estado menos degradado, a intervenção foi mais ligeira, passando por uma reabilitação e limpeza geral dos materiais por forma a melhorar o seu estado de conservação e a estender o seu tempo de vida útil. Na sequência dos resultados das inspeções realizadas à obra, considerou-se conveniente reparar e/ou substituir alguns elementos degradados. Assim as intervenções de reparação e conservação preconizadas, passaram pelos principais trabalhos descritos nos pontos seguintes, cuja execução tem vindo a ser realizada pela Brisa no 1º semestre de 2014. Trabalhos esses que se teve oportunidade de acompanhar, em visitas realizadas à obra com a Fiscalização.

### 2.2.4.1 TRATAMENTO DE FISSURAÇÃO E DE ZONAS DE BETÃO ARMADO DEGRADADO

Foram realizadas injeções em todas as fissuras com abertura superior a 0.5 mm e a selagem, com um barramento, das fissuras com aberturas compreendidas entre 0.3 e 0.5 mm. Realizada também a reparação local de elementos de betão armado degradado e com corrosão de armaduras.

Os acrotérios, a parte superior dos muros de avenida, as vigas de bordadura, os passeios e as guardas foram totalmente reabilitados.

### 2.2.4.2 SUBSTITUIÇÃO DOS APARELHOS DE APOIO

Os aparelhos de apoio existentes nos pilares, em neoprene cintado, apresentam-se bastante deformados devido à rotação do tabuleiro nos tramos extremos. As suas chapas encontram-se bastante corroídas. De modo a corrigir as deformações e rotações existentes, todos os aparelhos de apoio dos pilares e encontros foram substituídos.

Para a realização destes trabalhos foi necessário proceder-se à elevação do tabuleiro, em cerca de 1 cm de valor máximo, de modo a aceder às zonas dos aparelhos de apoio, quer dos encontros quer dos pilares, e permitir a sua substituição.

### 2.2.4.3 IMPERMEABILIZAÇÃO DO TABULEIRO

Uma vez que se verificou a existência de fissuras significativas em grande parte da obra, e dado que as intervenções referidas incluem a remoção do pavimento e reforço da plataforma, foi preconizada uma impermeabilização da superfície do tabuleiro, na zona das faixas de rodagem, para obter uma proteção eficaz do tabuleiro e evitar a penetração de águas pluviais e agentes agressores.

### 2.2.4.4 REABILITAÇÃO DO SISTEMA DE ESGOTOS DAS ÁGUAS PLUVIAIS

Os tubos de queda apresentam-se obstruídos pelo que se propôs a sua limpeza e o prolongamento dos tubos de modo a evitar a descarga direta.

#### 2.2.4.5 SUBSTITUIÇÃO DAS TAMPAS DAS CAIXAS DE VISITA

As tampas das caixas de visita no tabuleiro encontram-se degradadas, pelo que se procedeu à sua substituição por novas, idênticas às existentes.

#### 2.2.4.6 REPARAÇÃO DO REVESTIMENTO DOS PASSEIOS

A argamassa esquartelada de revestimento dos passeios encontra-se partida e com fissuras ao longo da obra, pelo que foi definida a sua reparação nas zonas que o admitam ou, em alternativa, a sua substituição.

#### 2.2.4.7 LIMPEZA E PINTURA GERAL DA OBRA DE ARTE

Após a finalização de todos os trabalhos de reforço e reparação das faces aparentes da Passagem Superior, foram limpas e pintadas com tinta acrílica.

## 2.3 CASO PASSAGEM INFERIOR (PI) 426

### 2.3.1 APRESENTAÇÃO GERAL

O presente caso refere-se à intervenção de reforço estrutural realizada na passagem inferior 426 localizada ao km 289+436.846 da A1 Auto Estrada do norte, inserida no alargamento e beneficiação para quatro vias em cada sentido do Sublanço Feira/Carvalhos, no cruzamento com a rua Duarte de Oliveira que liga Sergueiros a Venda Nova. Na Fig. 2.11 apresenta-se a fotografia da vista geral retirada no local.

O novo perfil transversal da auto-estrada de 2×4 vias implicava um alargamento de cerca de 10 metros sobre a obra de arte, aproximadamente 5 metros para cada lado. A solução proposta pelo projectista teve como objectivo principal limitar ao mínimo a intervenção nas estruturas existentes e a interferência com a circulação rodoviária da Auto-Estrada.



Fig. 2.11 – Vista geral da Passagem Inferior 426 da A1, no Sublanço Feira/Carvalhos.

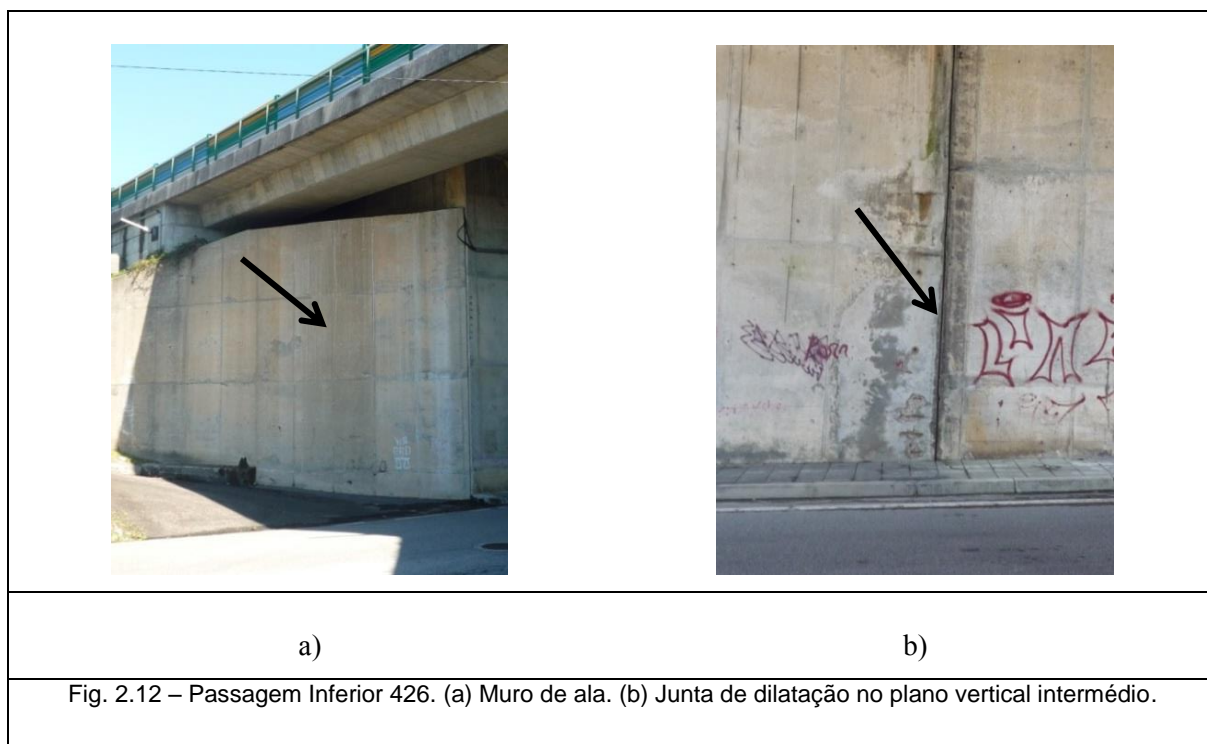
### 2.3.2 CONDICIONAMENTOS DA OBRA DE ARTE

O estudo e projecto desta obra de arte foram subordinados por vários tipos de condicionamentos, tais como rodoviários, geológico-geotécnicos e estruturais.

**Rodoviários** – No local da OA a auto-estrada apresenta-se em curva à esquerda de raio 851.3 m. O perfil longitudinal é constituído por duas rasantes distintas, uma para cada faixa de rodagem. A rasante da faixa de Lisboa-Porto desenvolve-se em trainel e na faixa Porto-Lisboa desenvolve-se em curva côncava. O perfil transversal projectado tem uma largura total de 39.2 metros contra os anteriores 30.2 metros. A passagem inferior, cruza a Auto-Estrada com um vize de 86.35 graus e desenvolve-se em reta no local do cruzamento. O perfil transversal da estrada que passa na PI é constituído por uma faixa de rodagem com 6 metros, bermas de um metro e passeios com 1.3 metros sob a OA.

**Estruturais** – A estrutura é constituída por dois pórticos bi-encastrados de betão armado, cujas travessas são constituídas por lajes nervuradas e cujos montantes são paredes com nervuras salientes

para o exterior do pórtico no prolongamento das nervuras do tabuleiro. Os dois pórticos são separados por uma junta de dilatação disposta no plano vertical intermédio. O seu vão livre reto é de 10.60 metros, sendo a sua fundação indirecta por estacas de betão armado moldadas no solo. Os muros de ala da PI são nervurados, com altura variável e com fundação directa. (Fig. 2.12)



### 2.3.3 SOLUÇÕES DE REFORÇO ESTRUTURAL PROJETADAS

Resultante da análise estrutural feita pelo projetista, ficou concluído que a capacidade resistente da estrutura, mesmo antes do alargamento, não comportava margem de segurança face a regulamentação vigente. Assim verificou-se, para as hipóteses de cálculo do projecto inicial (encastramento perfeito da fundação dado pelas estacas), que existia deficiência de uma armadura de flexão nas estacas de fundação e nas secções de base dos montantes e de apoio do tabuleiro. Considerando ainda uma redistribuição de esforços associada a estas deficiências de capacidade resistente, verificou-se não existir suficiente reserva de resistência na secção a meia altura do montante. Uma inspecção mais detalhada dos montantes, permitiu a identificação de fissuração visível das faces interiores dos montantes a cerca de meia altura, sintoma do atrás descrito. (Fig. 2.13)

O projectista optou então por proceder ao reforço estrutural dos montantes e zona de ligação destes ao tabuleiro.



Fig. 2.13 – Vista geral com indicação para o montante.

Tendo em consideração as anomalias verificadas, descrevem-se as soluções de reforço estrutural que foram empregadas no alargamento da Passagem Inferior 426:

- Instalação de escoras ligando entre si as sapatas de encabeçamento das estacas. (Fig. 2.14)
- Reforço dos montantes, com a utilização de pré-esforço em barras instalados em furos abertos no plano médio dos montantes, como se pode visualizar no corte longitudinal pormenores (Fig. 2.15).
- Reforço da secção de apoio do tabuleiro pela colagem de bandas de fibras de carbono (FRP) no topo do montante e face superior do tabuleiro. (Fig. 2.16)

Os desenhos poderão ser analisados detalhadamente no Anexo IV.

Os trabalhos de reforço tiveram início antes dos trabalhos de alargamento da obra.

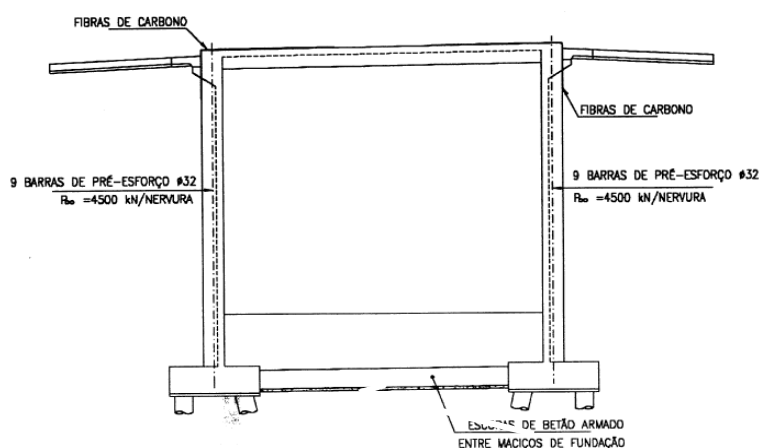
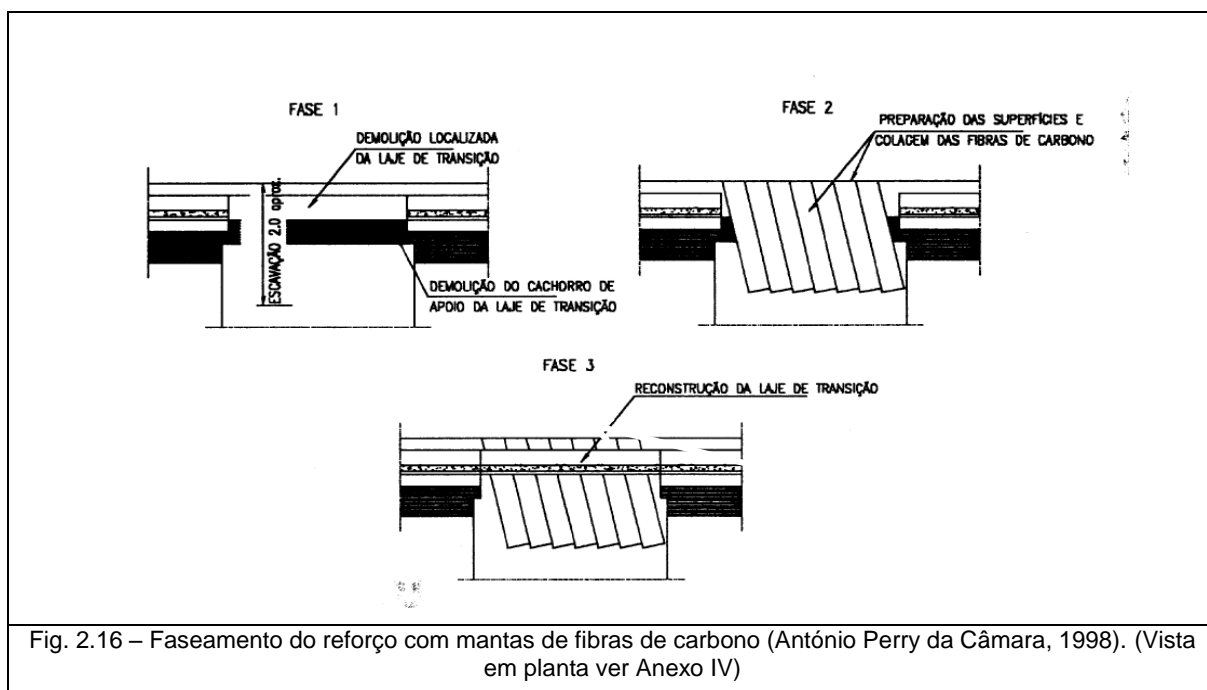
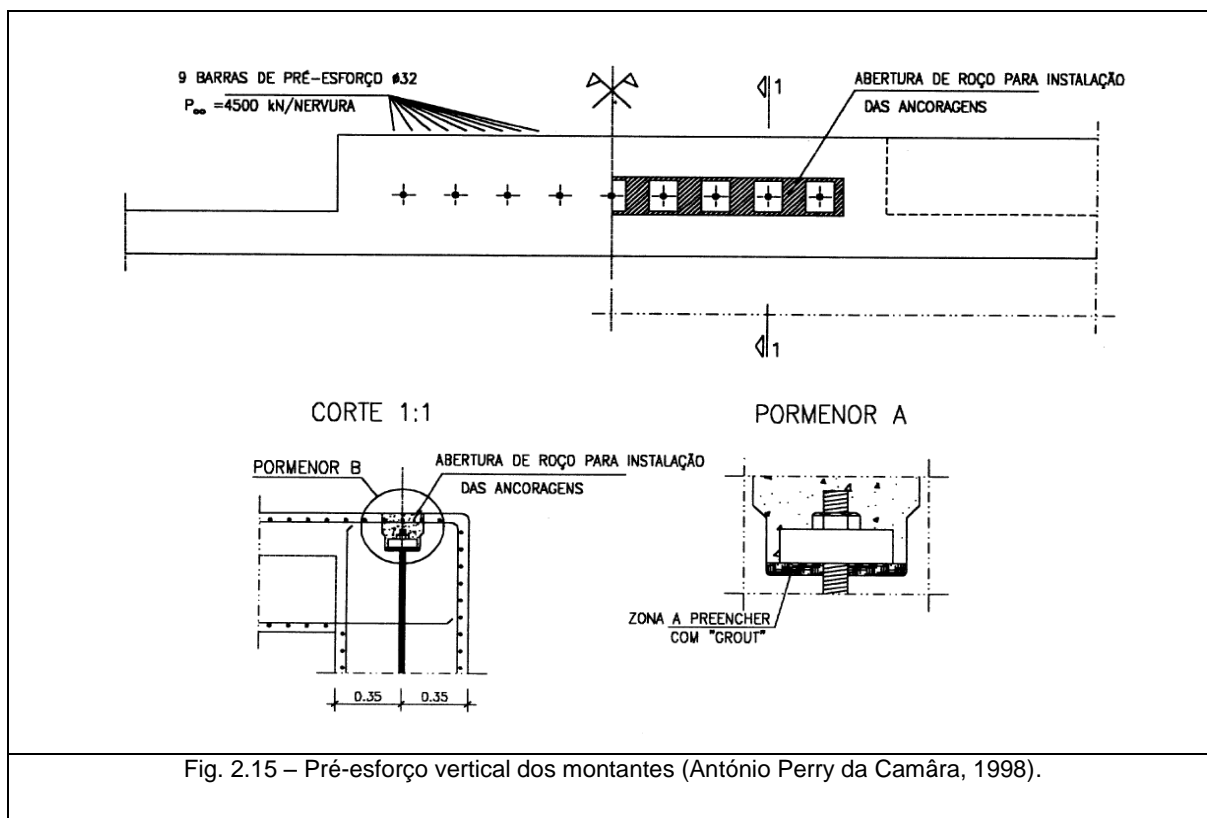


Fig. 2.14 – Corte longitudinal com as soluções de reforço estrutural adotadas (António Perry da Câmara, 1998).





### 2.3.4 DESCRIÇÃO DO ALARGAMENTO DA OBRA

O alargamento da obra é efectuado pela construção, a cada lado da obra existente, de um tabuleiro em laje contínua de 3 vãos, de betão armado pré-esforçado, com vão central de 24.30 m, sendo os apoios dos vãos laterais definidos por 2 vigas - carlinga, formadas no aterro situado no tardo dos muros de ala existentes, afastadas de 12.5 m aos eixos

No vão livre o tabuleiro é constituído por uma laje com uma nervura larga trapezoidal, geometricamente semelhante às nervuras do pórtico existente, com largura superior de 2,60 m e altura de 1 m, e duas consolas laterais de largura 1,15 m e espessura de 0,30 a 0,20 m. A faixa de alargamento do tabuleiro totaliza assim 4,90 m. Os tramos extremos são constituídos por laje rectangular, com a mesma altura da nervura central.

A ligação dos novos tabuleiros ao tabuleiro existente efectua-se através de uma banda de fecho, com cerca de 0.50 m de largura, betonada em 2ª fase.

As carlingas de apoio do tabuleiro são apoiadas directamente em conjunto de microestacas  $\varnothing$  150 mm, cravadas através do aterro existente no solo de fundação, com 19 m de comprimento e 500 Kn de capacidade de carga nominal. Estas carlingas funcionam assim também como maciços de encabeçamento das microestacas.

Interligando lateralmente com as vigas carlinga e a própria laje do tabuleiro nos vãos extremos, são assim dispostos 2 muros de avenida, para contenção de impulsos dos aterros do alargamento da plataforma e evitar qualquer transmissão de impulsos de terras acrescidos sobre os muros existentes.

Para compensação dos impulsos horizontais gerados pelo contacto do aterro existente nos referidos muros e estabilização dos mesmos, face à sua implantação muito à face do talude do aterro existente, foram introduzidas ancoragens a partir da face das carlingas centrais, inclinadas para dentro do corpo do aterro, com 18 m de extensão, cujo pormenor de fixação à face exterior dos referidos se pode visualizar na Fig. 2.17.

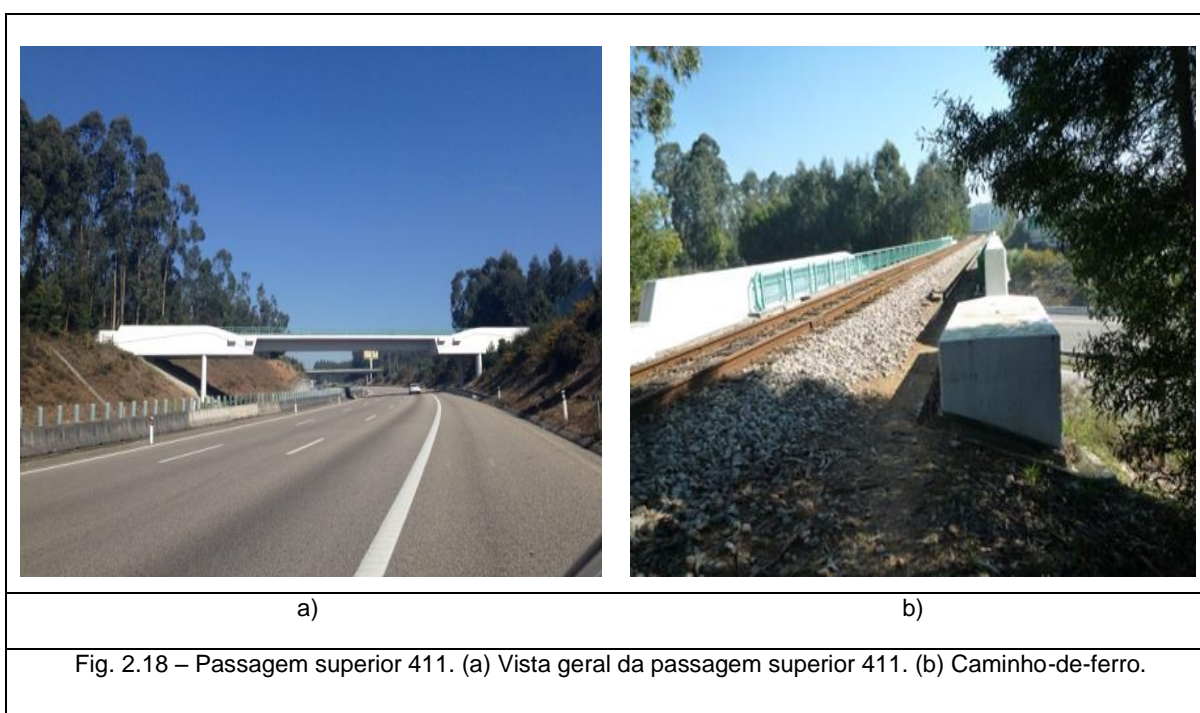


Fig. 2.17 – Pormenor da cabeça exterior da ancoragem de fixação das carlingas e dos muros de avenida.

## 2.4 CASO PASSAGEM SUPERIOR (PS) 411 – CAMINHO DE FERRO (CF)

### 2.4.1 APRESENTAÇÃO GERAL

O presente caso refere-se à intervenção de reestruturação e reforço estrutural, realizada na passagem superior 411 do Sublanço Feira/Carvalhos da A1, Auto Estrada do Norte. Esta obra de arte estava inserida no alargamento e beneficiação para 2×3 vias, que implicou a demolição da generalidade das passagens superiores rodoviárias e substituição por novas obras, projectadas por forma a permitir ainda um futuro alargamento da Auto-estrada para 2×4 vias. Na Fig. 2.18 apresentam-se fotografias com vista geral da passagem superior, após alargamento, e vista da linha férrea restabelecida.



No caso concreto desta obra de arte não foi aprovada a hipótese da sua demolição total, pelo facto de a mesma servir a linha férrea (Caminho-de-Ferro) de difícil remoção (Linha do Vouga). Em alternativa foi então estudada uma solução de reformulação estrutural da obra existente, que permitisse manter em serviço a via ferroviária com pleno aproveitamento do tabuleiro existente.

A Linha do Vouga desenvolve-se em via estreita, com direcção aproximadamente Poente-Nascente, intersectando a Auto-Estrada ao km 278+664.437 e apresentando um viés de 77.251 grados.

### 2.4.2 CONDICIONAMENTOS DA OBRA DE ARTE

A reformulação estrutural desta obra de arte estava subordinada por vários condicionamentos além dos ferroviários, tais como rodoviários, geológico-geotécnicos, hidráulicos e estruturais, em seguida descritos alguns desses condicionamentos.

Rodoviários – No local da obra de arte a auto-estrada apresenta-se em trainel com inclinação de 3.44% e em planta desenvolve-se em curva esquerda de raio 898 metros. O seu perfil transversal, que numa primeira fase foi alargado para 2×3 vias de 3.75 metros, passou de 28 metros de largura total para 34.05 metros (primeira fase) e poderá ir até 36.6 metros de alargamento previsto para comportar 2×4 vias. Na zona da obra de arte a plataforma da auto-estrada desenvolve-se em escavação, com uma altura de cerca de 5 metros.

Geológico-geotécnicos – A prospeção geotécnica envolveu a realização de sondagens na zona da obra, duas destas realizadas no tardo dos encontros e as restantes duas realizadas no limite das primeiras bermas dos pilares. Esta prospeção revelou o nível freático elevado e solos superficiais de baixa capacidade resistente. Portanto o relatório Geotécnico recomendava a execução de fundação indirecta por estacas em toda a estrutura, com a possibilidade de adoção de poços nos pilares centrais.

No entanto, as particularidades da intervenção condicionavam fortemente qualquer destas intervenções. Por um lado a presença do tabuleiro da PS impedia a cravação de estacas devido à altura livre acima da base da fundação não permitir o posicionamento do equipamento de cravação e, por outro lado, a execução de poços na proximidade das fundações existentes nos pilares e encontros, agravada do nível freático elevado, poderia comprometer a sua estabilidade. Face a estes condicionamentos o projectista optou pela solução de fundação através de microestacas, processo esse que, embora aparentemente mais dispendioso era viável, pois que, para além de ter altura livre disponível para a manobra do equipamento, não provocaria grande alteração do solo e não colocaria assim em risco a estabilidade das fundações existentes.

Estruturais – A estrutura inicial da obra de arte era constituída de um tabuleiro em laje nervurada de seção constante, em betão armado pré-esforçado, com três vãos que perfazem um comprimento total de 61.66 metros. Os pilares cilíndricos, com 0.90 metros de diâmetro, eram dotados de capitel no topo, onde estavam instalados os aparelhos de apoio. Os encontros eram em cofre, com alturas da ordem dos 8 a 9 metros. O tabuleiro era fixo através de ferrolhos ao encontro E1, apoiando-se nos pilares e encontro E2 através de aparelhos de apoio em neoprene e as fundações são directas através de sapatas.

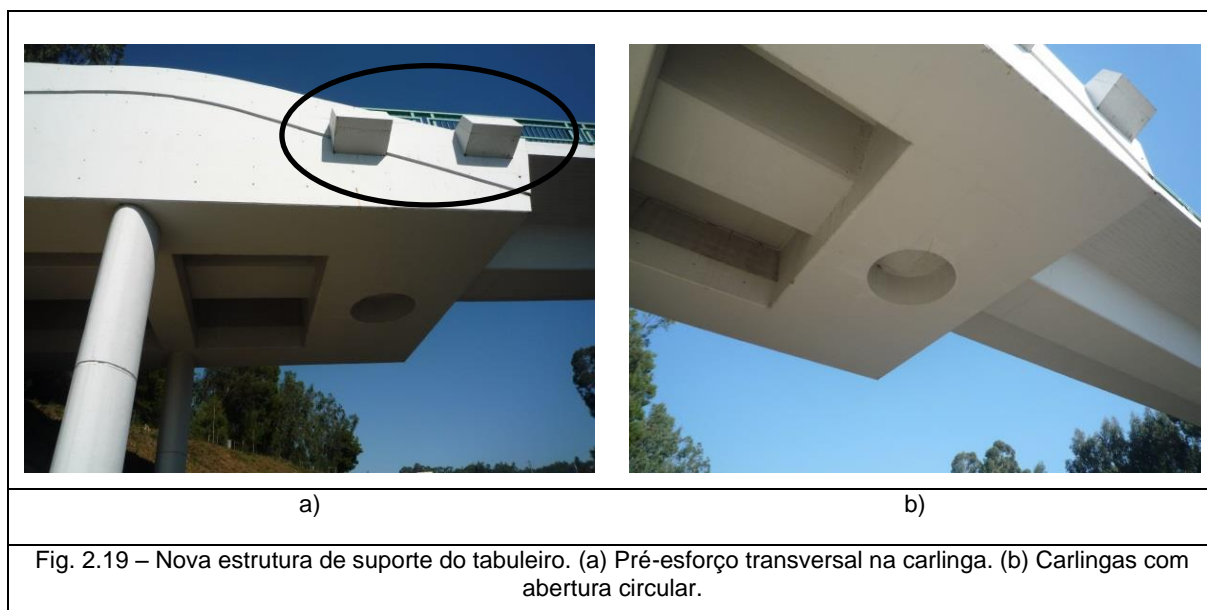
### 2.4.3 SOLUÇÃO DA REESTRUTURAÇÃO E REFORÇO ESTRUTURAL PROJETADA

A solução proposta pelo gabinete de projectos “Perry Da Câmara e Associados” considerou o aproveitamento integral do tabuleiro e encontros da obra existente, alterando a estrutura a partir da eliminação dos pilares existentes, o que levou a um novo sistema estrutural de apoio, definido com a introdução de novos pilares, situados mais próximos dos encontros.

Esta nova estrutura é assim composta por uma carlinga monolítica com o tabuleiro, formada na zona do apoio nos pilares a eliminar, que transfere a reação de apoio intermédio do tabuleiro para duas novas vigas longitudinais, formadas entre o encontro e aquela carlinga intermédia. Estas vigas longitudinais, implementadas lateralmente sob as extremidades das consolas do tabuleiro, têm um tramo em consola desde o apoio nos novos pilares até às referidas carlingas, e são fixas no tardo dos encontros, através de ancoragens definitivas no solo, que contrabalançam a carga aplicada na consola. Os novos pilares são, por sua vez, constituídos por dois pares de fustes, de seção elíptica, dotados de travessa no seu encabeçamento.

A estrutura atual dispõe de um vão central de 45.30 metros segundo um viés, ficando disponível uma largura de 39 metros para um futuro alargamento da plataforma da auto-estrada para 2×4 vias, se pretendido.

As novas carlingas intermédias de apoio do tabuleiro, monolíticas, têm largura de 3.70 metros e altura de cerca de 2 metros, e são pré-esforçadas transversalmente. As carlingas ficaram com uma abertura circular na sua base, correspondente ao negativo dos capitéis dos pilares existentes, que permitiu posteriormente a demolição completa dos referidos pilares. (Fig. 2.19)



As novas vigas principais têm o vão em consola de 7.35 metros, onde apoia a carlinga, um vão de 14 metros entre os novos pilares e os maciços de ancoragem, implantados cerca de 3 metros atrás dos encontros existentes de origem. Cada viga é pré-esforçada com três cabos de 22 cordões.

Os novos pilares têm uma secção aproximadamente elíptica, são ligados transversalmente no topo por uma viga em betão armado com 1 metro de largura por 0.65 metros de altura. As fundações dos pilares são constituídas por vinte microestacas com 11 metros de comprimento por fuste, com carga máxima de serviço de 500 kN/microestaca.

As ancoragens das vigas principais no tardo dos encontros são igualmente construídas por microestacas, seis por viga, com força máxima de serviço de 400 kN/ancoragem.

As microestacas são elementos de elevada esbelteza que podem ser utilizadas na realização de fundações profundas e que transmitem ao solo, fundamentalmente por atrito lateral mas também por ponta, as solicitações que lhes são impostas. Estas estacas são de pequeno diâmetro (8 a 40 cm, sendo mais utilizadas entre os 10 e 20 cm), executadas “in situ”, com elevadas capacidades resistentes (300 a 1300 kN).

Atendendo à dificuldade de acesso para vibração do betão na nova estrutura e para facilitar a ligação desta com o tabuleiro antigo, o projectista optou pelo uso de betão auto-compactável nas vigas e carlingas. Entende-se por betão auto-compactável (BAC) o betão com capacidade de se mover sob a ação do seu peso e encher completamente a cofragem, mesmo na presença de grande quantidade de armadura, sem necessidade de vibração e mantendo sempre a homogeneidade. O BAC possui diversas

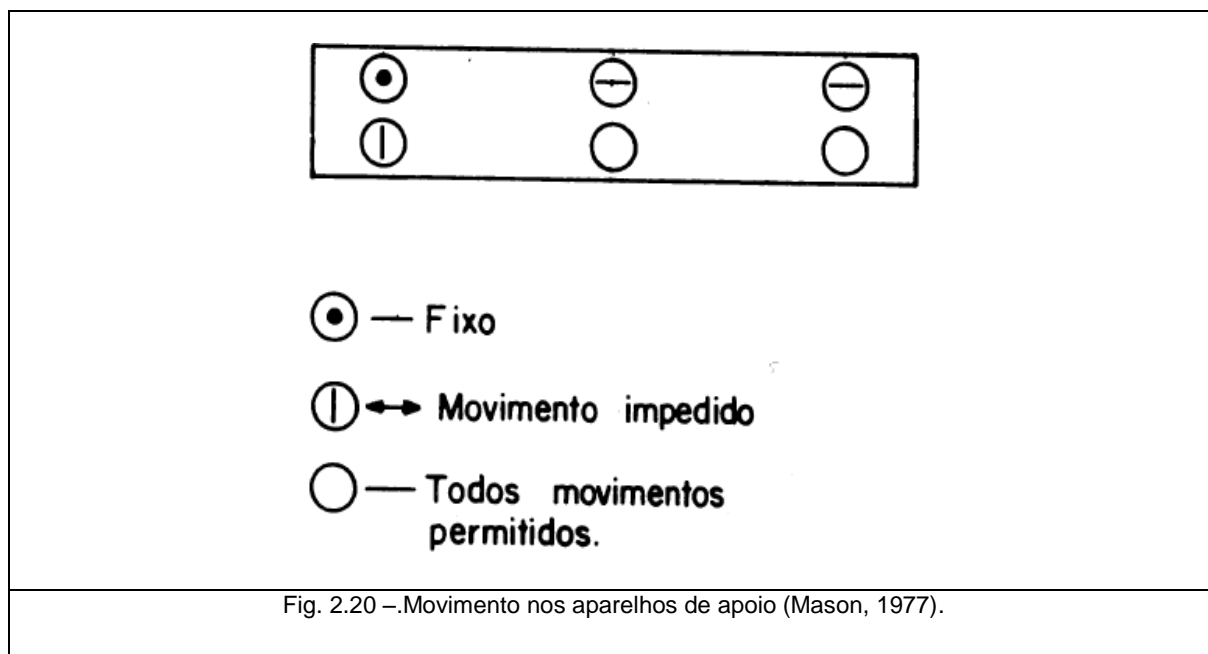
vantagens de utilização, tais como, facilidade de colocação, rapidez de construção e liberdade na forma da cofragem.

As intervenções executadas na superestrutura da obra de arte foram a preparação das superfícies do tabuleiro que ficaram em contacto com o novo betão das carlingas e a execução de ferrolhos de ligação.

Ao nível da mesoestrutura foram demolidos os pilares, parte das asas dos encontros e umas intervenções pontuais no encontro E1 com o prolongamento do muro de testa do encontro de um dos lados e o corte dos ferrolhos de fixação do tabuleiro, ficando a resistência às ações horizontais garantida pelo monolitismo com os novos pilares. Também foram substituídos os aparelhos de apoio por novos em neoprene nos encontros.

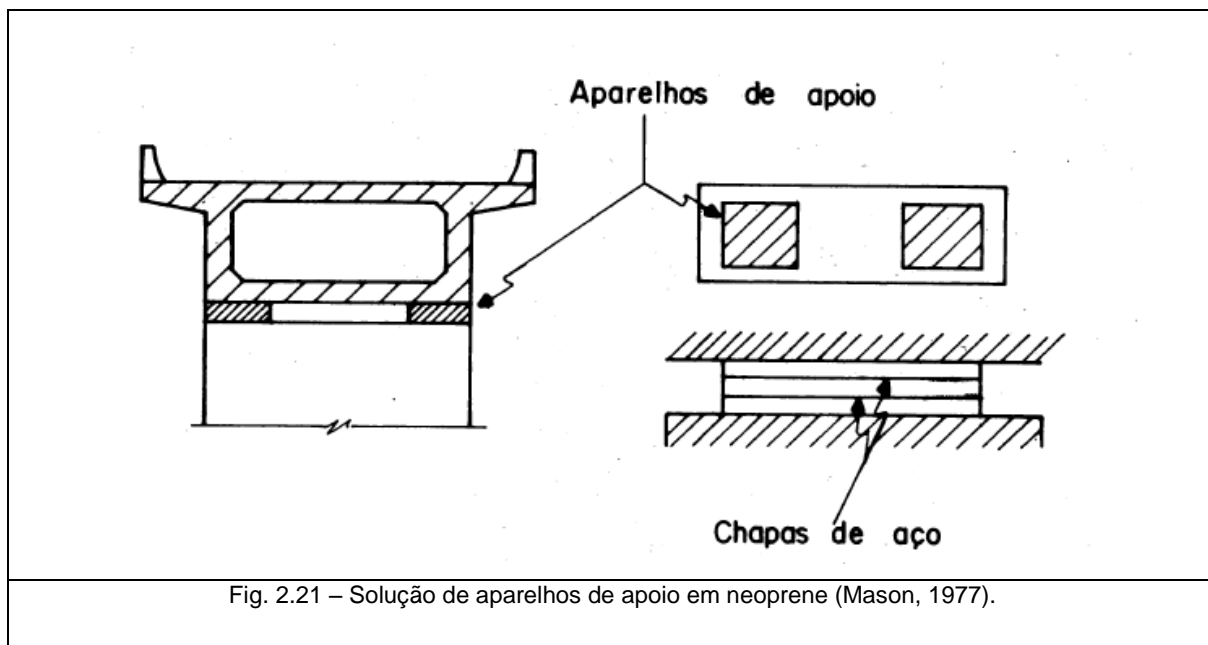
Tendo em conta a importância particular destes elementos, referem-se de seguida os aspetos básicos da sua definição e utilização.

A transmissão das cargas da superestrutura para os pilares ou encontros (mesoestrutura) ocorre, na maioria das pontes, através de elementos de transição denominados aparelhos de apoio. Podem permitir alguns movimentos e impedir outros, de acordo com a natureza da obra e o determinado pelo projeto. A disposição dos aparelhos de apoio deverá ser tal que garanta a fixação da superestrutura, considerada como um corpo rígido. Para isto, podemos ter num extremo aparelhos que impedem o movimento longitudinal, absorvendo as forças horizontais de frenagem e nos demais apoios uma combinação de aparelhos que permitem os movimentos longitudinais e impedem os transversais. Uma disposição de aparelhos de apoio como o da figura Fig. 2.20, permite livremente movimentos da superestrutura devidos aos efeitos térmicos e de retração, impedindo porém os devidos à frenagem e à força do vento.



Os aparelhos de apoio elásticos de neoprene, Fig. 2.21, são constituídos por camadas de neoprene coladas a chapas metálicas de pequena espessura, destinadas a aumentar-lhes a rigidez. Devido às suas propriedades de elasticidade bem como a sua resistência às ações do meio e ainda a facilidade de

fabrico e construtivas que os mesmos passaram a permitir face aos tradicionais anteriores, os aparelhos de apoio em neoprene têm-se firmado cada vez mais nas aplicações, constituindo a solução aplicada com maior sucesso. (Mason, 1977)



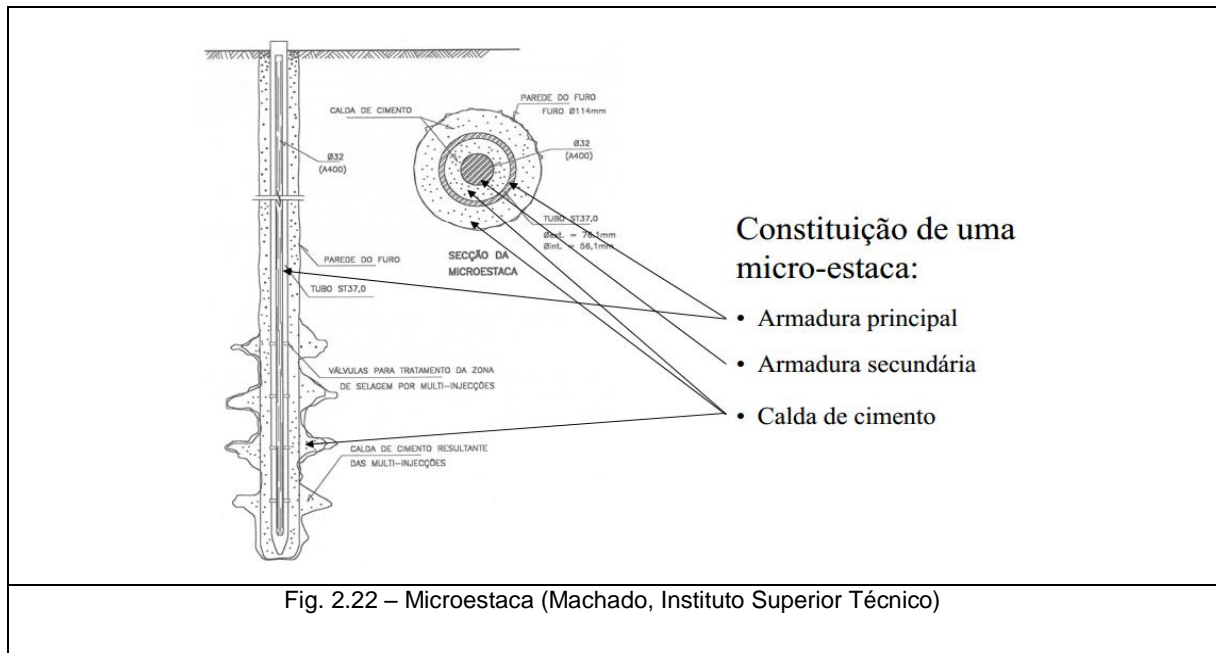
#### 2.4.4 METODOLOGIA DA REESTRUTURAÇÃO E REFORÇO ESTRUTURAL

##### 2.4.4.1 MICRO-ESTACAS

Existem diversos tipos de fundações indirectas para estruturas, no entanto, a solução adotada pelo projetista no caso da passagem superior foi o recurso a microestacas. (Fig. 2.22)

As microestacas podem ser executadas em qualquer tipo de terreno e com capacidades de carga variáveis que são função do seu diâmetro, das armaduras utilizadas, da técnica de execução e do solo que irá receber as cargas.

São elementos que trabalham tanto à compressão como à tração, transmitem as suas forças ao terreno essencialmente por atrito lateral havendo também uma pequena contribuição da resistência de ponta.



As micro-estacas podem dividir-se em dois tipos, do tipo 1, injetadas a baixa pressão, e do tipo 2, injetadas a alta pressão.

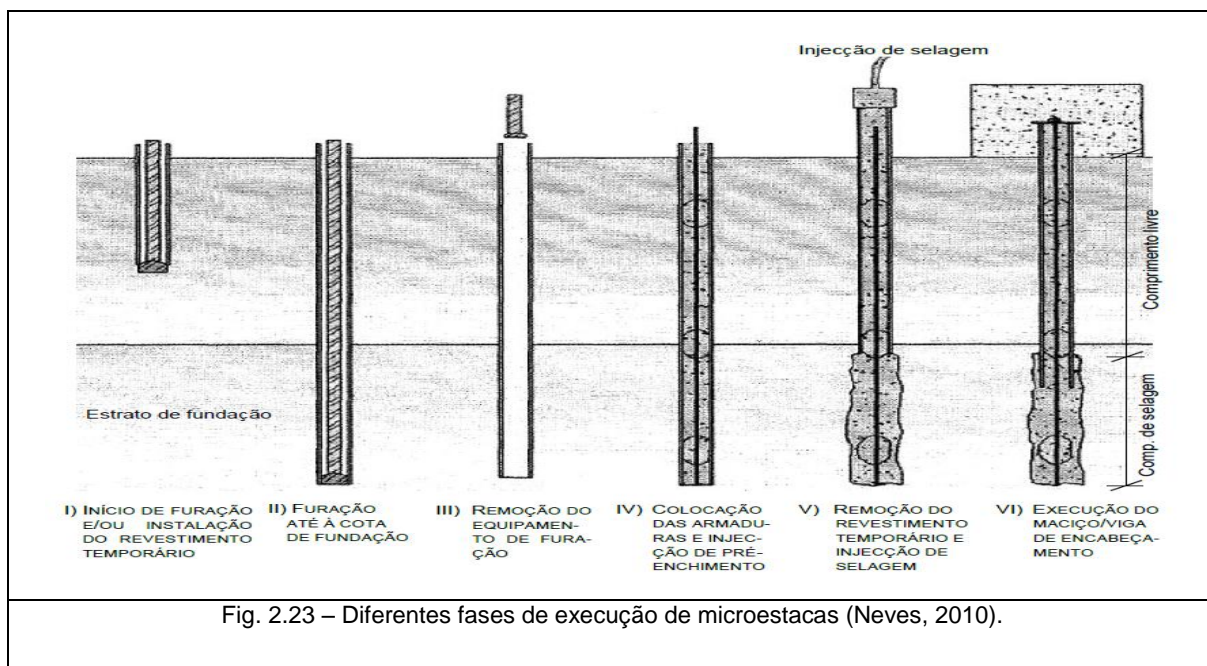
Nas micro-estacas do tipo 1 a injeção da calda feita por gravidade ou baixa pressão, segue-se a furação entubada provisoriamente, onde se introduz uma armadura clássica (estacas agulha) ou um varão único (estacas raiz com injeção de ar comprimido), finalmente a extração do tubo faz-se simultaneamente com a injeção da argamassa. Estas têm menor aplicabilidade na execução de trabalhos de reforço.

Nas micro-estacas do tipo 2, com maior aplicabilidade, a injeção da calda é feita sob pressão, cerca de 20 a 40 bar, esta injeção pode ser feita por IRS (injeção repetitiva e selectiva) ou por IGU (injeção global unitária), devido à melhor qualidade de injeção, têm maior eficiência.

De um modo geral, a execução de uma microestaca envolve as seguintes fases, conforme ilustrado na Fig. 2.23:

- Abertura do furo até à cota prevista.
- Colocação das armaduras de aço.
- Injeção sem pressão da calda de cimento (injeção de preenchimento).
- Injeção sob pressão de calda de cimento (injeção de selagem), quando aplicável.





## CAMPO DE APLICAÇÃO

A aplicação das microestacas é muito generalizada nas soluções reforço de fundações, uma vez que, para além da possibilidade de execução em espaços limitados, possuem um diâmetro reduzido, permitem a execução de furos inclinados, e dispensam a execução de câmaras de trabalho sob as fundações. (Neves, 2010)

O seu campo de aplicação é vasto, pois são utilizadas para situações de reforço e alterações de projeto em obras da construção civil, assim como reforço de fundações, recalce de fundações, fundações em locais de difícil acesso ou permanência, fundações de estruturas de contenção de fachadas, consolidação de terrenos, proteção de estruturas existentes. Esta metodologia, tem variadas vantagens, tais como execução em espaços exíguos, perturbação mínima no terreno, dispensa a realização de escavação, rapidez e facilidade de execução, sendo estes aspetos importantes e a considerar na execução deste tipo de alargamentos em auto-estradas, pois deve-se conseguir alcançar a menor perturbação na circulação dos clientes.

### 2.4.5 PROCESSO E FASEAMENTO CONSTRUTIVO

A metodologia de construção definida pelo projectista foi baseada num processo de cimbre ao solo.

Este processo é normalmente caracterizado por um cimbre com cavalete direto ao solo através de uma estrutura tubular ou estruturas metálicas formadas por asnas e colunas. A estrutura metálica deve ser devidamente contraventada e possuir na sua base maciços de fundação, de forma a suportarem adequadamente as cargas transmitidas pela estrutura.

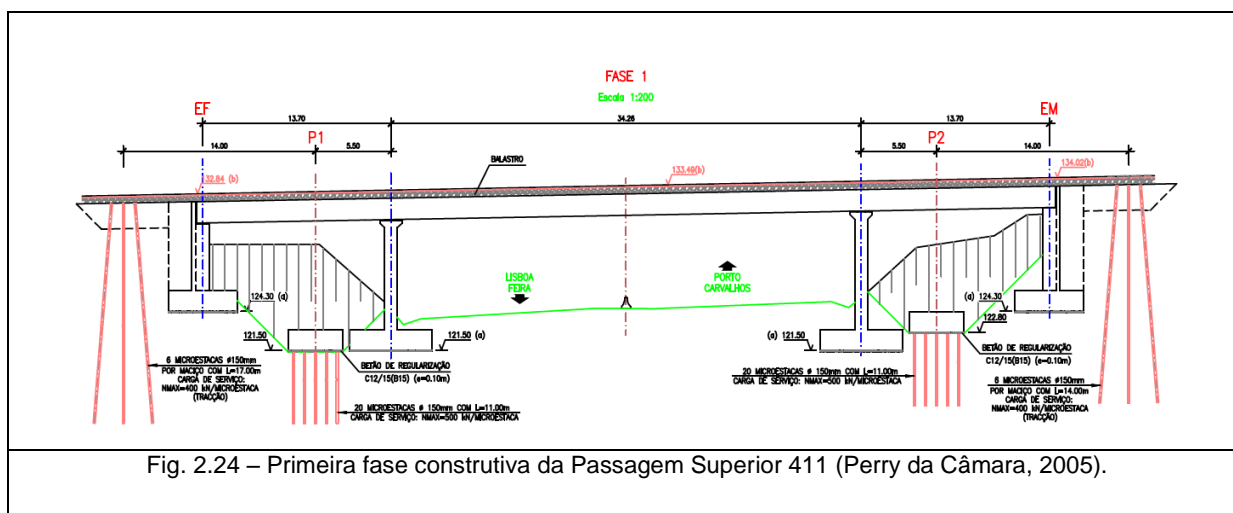
Durante as operações de pré-esforço e demolição dos pilares foi necessário interromper circulação na faixa de rodagem. A circulação ferroviária foi interrompida apenas durante a cura do betão das novas estruturas e nas operações de elevação do tabuleiro para substituição dos aparelhos de apoio.

O faseamento construtivo adotado compreendeu quatro fases, que se descrevem seguidamente:

Primeira fase construtiva (Fig. 2.24):

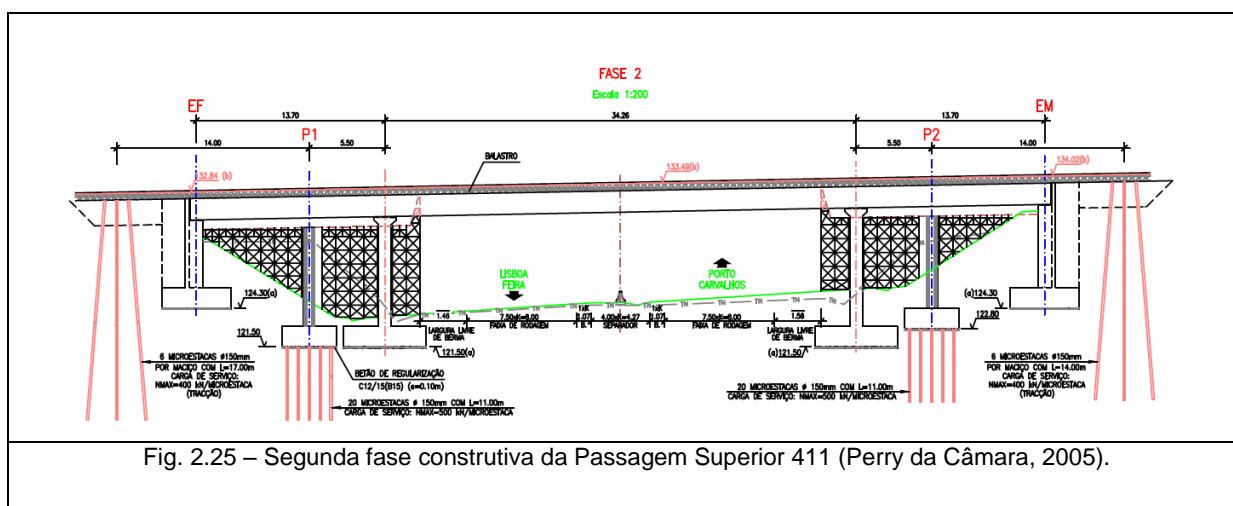


- Entivação no tardo dos encontros.
- Escavação nos taludes para alargamento da plataforma rodoviária.
- Prolongamento do muro de testa do encontro EF do lado sul.
- Escavação para execução das fundações
- Execução das microestacas.
- Execução de maciços de fundação dos pilares



Segunda fase construtiva (Fig. 2.25):

- Execução de pilares.
- Montagem de cimbres.
- Execução de furos para selagem de varões no tabuleiro existente.
- Preparação das superfícies que ficarão em contacto com o betão novo.



Terceira fase construtiva Fig. 2.26:

- Betonagem da nova estrutura com betão auto compactável

- Aplicação do pré-esforço longitudinal e transversal alternadamente de forma faseada, com controlo da deformação do tabuleiro.
- Demolição dos pilares.

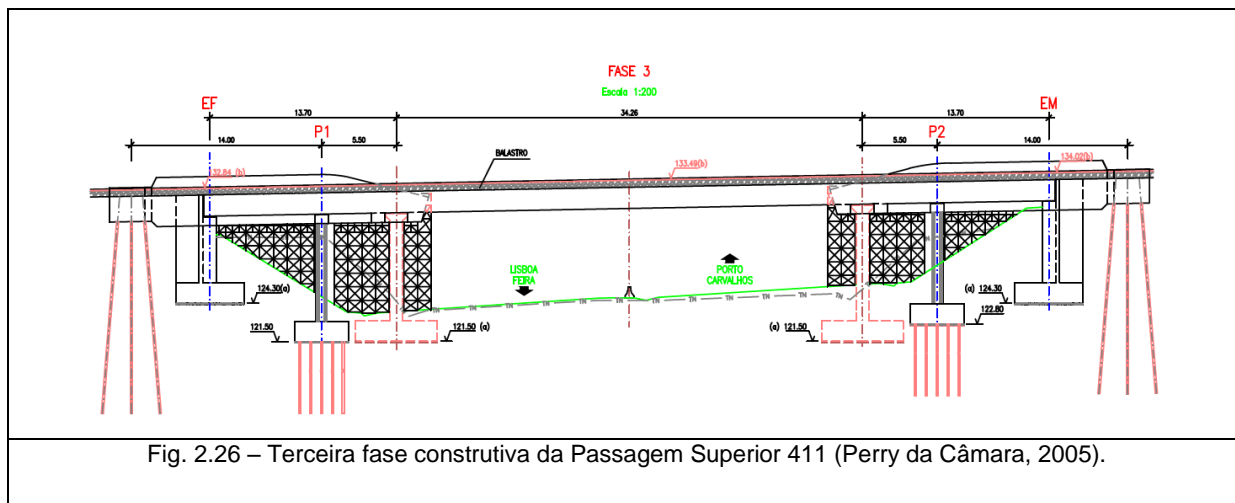


Fig. 2.26 – Terceira fase construtiva da Passagem Superior 411 (Perry da Câmara, 2005).

Quarta fase construtiva (Fig. 2.27):

- Desmontagem dos cimbres.
- Revestimentos de taludes e execução de caleiras.
- Corte dos ferrolhos de fixação do tabuleiro ao encontro EF com fio diamantado a substituição dos aparelhos de neoprene nos dois encontros com aplicação de macacos hidráulicos de 40 toneladas para elevar 5 mm o tabuleiro em cada um dos apoios
- Acabamentos finais.

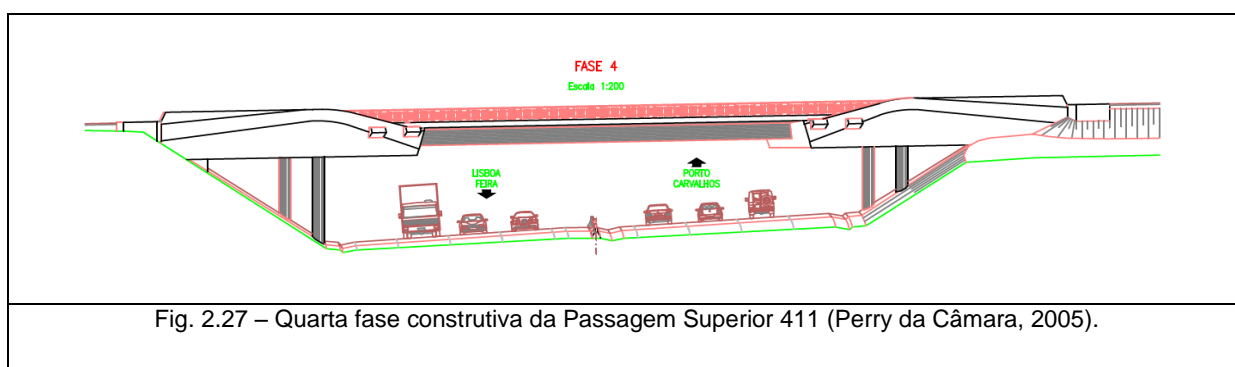


Fig. 2.27 – Quarta fase construtiva da Passagem Superior 411 (Perry da Câmara, 2005).

## 2.5 CASO REABILITAÇÃO E REFORÇO ESTRUTURAL DA PONTE SOBRE A RIBEIRA DO JAMOR

### 2.5.1 APRESENTAÇÃO GERAL

O presente caso refere-se à intervenção de reforço estrutural e reabilitação realizada na Ponte sobre a Ribeira do Jamor localizada ao km 1+550 da Estrada Nacional 6 (EN 6) que foi relatada numa tese de mestrado na FEUP (Carvalho, 2012). A Fig. 2.28 em seguida representa as diferentes vistas das Ponte.

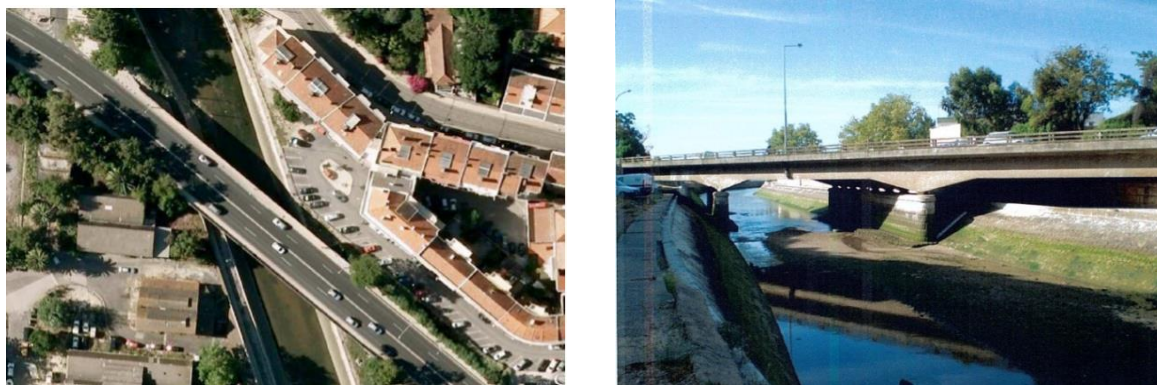


Fig. 2.28 – Ponte sobre a Ribeira do Jamor (a) Vista geral. (b) Vista lateral da Ponte. (Google Maps)

A obra de arte tem um tabuleiro constituído por uma laje vigada em betão armado, com três vãos, 8 longarinas. O seu comprimento total é de 65 metros entre apoios dos encontros, sendo o vão central de 25 metros e vãos extremos com cerca de 20 metros. A largura do tabuleiro é de cerca de 16.6 metros e comporta uma faixa de rodagem em cada sentido com duas vias. Algumas dimensões podem ser analisadas nas Fig. 2.29 e Fig. 2.30.

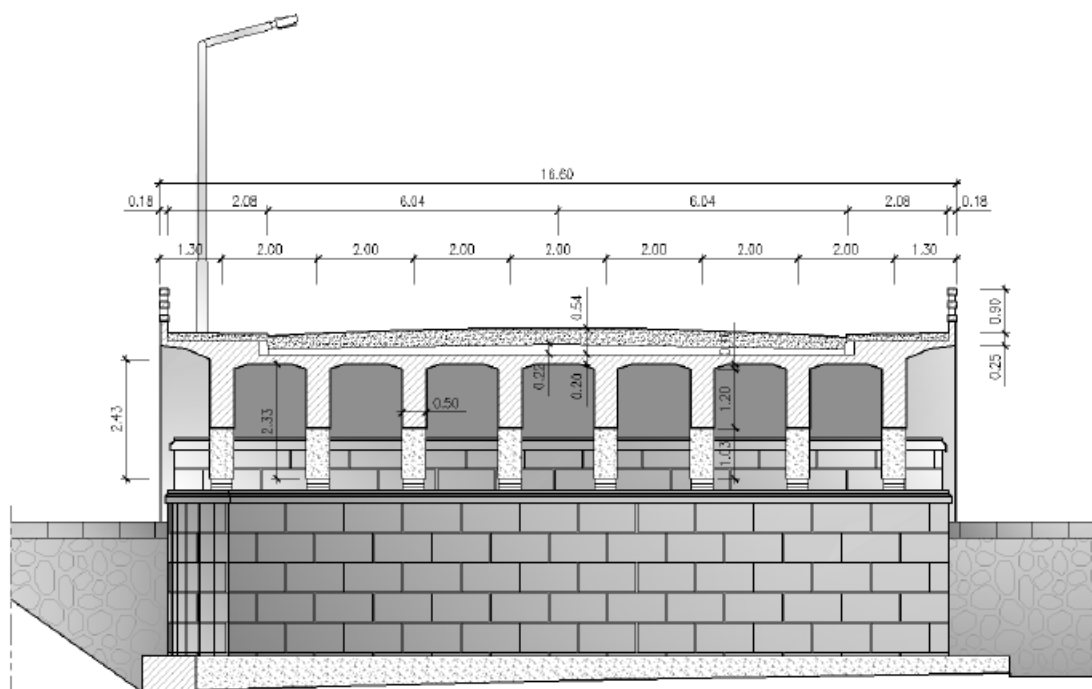
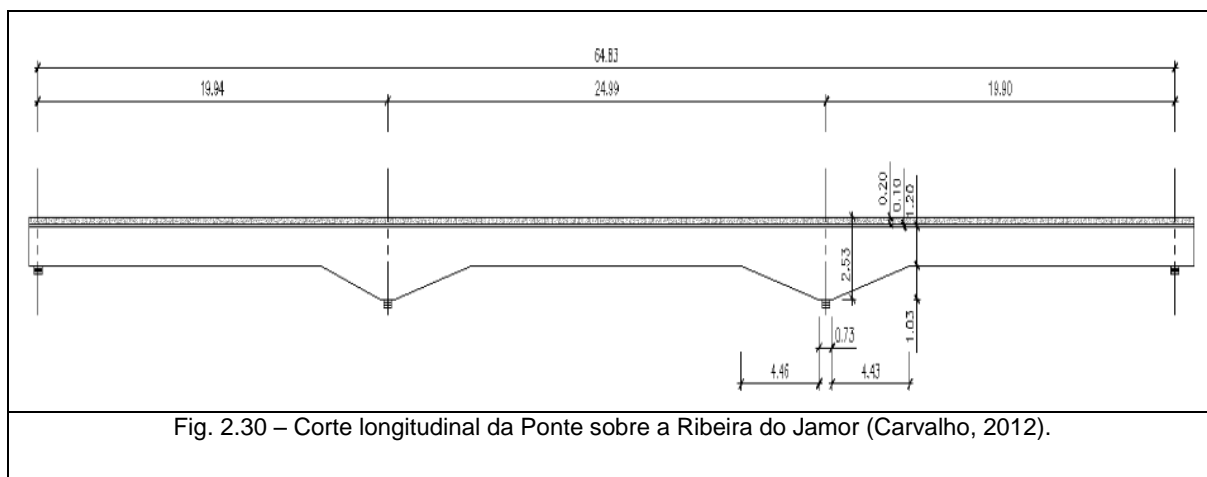


Fig. 2.29 – Corte transversal da Ponte sobre a Ribeira do Jamor (Carvalho, 2012).



Os pilares, encontros e muros de avenida são de alvenaria de pedra aparelhada.

As vigas nos encontros são ligadas por uma carlinga em betão armado.

As longarinas apoiam na viga de estribo dos encontros e do pilar do lado da margem direita através de aparelhas de apoio do tipo metálicos com roletes múltiplos e calote cilíndrica. No pilar do lado da margem esquerda os aparelhos de apoio são fixos do tipo pêndulo metálico com calote cilíndrica que permite a rotação longitudinal.

Face à especificidade da obra em questão e, tendo em conta as suas características e a própria envolvente, foram detectadas algumas condicionantes, salientando-se:

- Linha de água existente (Ribeira do Jamor).
- Tráfego existente sobre a obra de arte (EM 6).
- Acessibilidades.
- Presença de infraestruturas de vários serviços afetados.
- Perante as condicionantes referidas, foi necessário encontrar soluções que permitissem a execução da obra interferindo o mínimo possível com os serviços envolventes.

## 2.5.2 SOLUÇÃO DE REABILITAÇÃO E REFORÇO DA OBRA DE ARTE

Para o lançamento desta empreitada, foi efetuada uma campanha de inspeções e de ensaios de caracterização dos materiais da obra especificada e ensaios de caracterização dos mecanismos de agressão e dos agentes agressores, tendo sido assim possível detetar variadas anomalias. Estas anomalias foram enumeradas no relatório de inspeção realizado pelo Instituto de Soldadura e Qualidade (ISQ).

A inspeção visual, levada a cabo pelo projetista concluiu que o estado geral de conservação da obra de arte era mau. De destacar que a obra se situa num ambiente bastante húmido, encontrando-se parte da estrutura, nomeadamente os pilares de alvenaria em contacto com a água.

As longarinas apresentavam o reboco muito fissurado e algumas zonas com destacamento do betão. O betão, da face inferior do tabuleiro, lajes e vigas, apresentava algumas fendas, manchas de humidade

delaminação e corrosão intensiva das armaduras sendo que as zonas mais gravosas estavam localizadas nas longarinas, na face inferior, no vão junto ao pilar do lado de Lisboa. (Fig. 2.31)

As fendas existentes nas longarinas atingiam valores de 0.2 a 0.35 mm, sendo principalmente fendas verticais, ou seja de flexão.



Fig. 2.31 – Delaminação do betão e corrosão das armaduras (Carvalho, 2012).

Tal como visualizado na fotografia da Fig. 2.32, os aparelhos de apoio apresentavam-se inoperacionais, mostrando corrosão intensiva devida à exposição a um ambiente marítimo, sendo substituídos por novos aparelhos de apoio com características menos susceptíveis à ação do meio ambiente.



Fig. 2.32 – Aparelho de apoio com sinais de corrosão avançada (Carvalho, 2012).

Nas fundações de pilares e encontros como a estrutura não apresentava danos visíveis, isso indicava que não haveria qualquer problema ao nível da infraestrutura.

O pavimento betuminoso nas zonas das juntas de dilatação, apresentavam fissuração e destacamento.

### 2.5.3 SOLUÇÃO DE REFORÇO ESTRUTURAL PROJETADA

Este reforço visou suprimir as carências verificadas ao nível de resistência para todas as ações e, em ralação à fendilhação evitar a abertura de fendas para as ações variáveis e recarga do pavimento. O projetista propôs também a reparação de fendas provocadas pelas cargas permanentes.

A solução de reforço estrutural proposta pelo projetista, consistia essencialmente em duas soluções:

- Conectar às vigas barras de pré-esforço da Fig. 2.33, através de ancoragens em chapa de aço na zona dos apoios. Este pré-esforço exterior consistia em duas barras de pré-esforço de diâmetro  $\varnothing 50$ , para comprimir a fibra superior em cada vida, nos apoios sobre os pilares, ou seja, na zona de momentos negativos.
- Colar chapas de aço, como se ilustra na Fig. 2.34, nos vãos entre pilares e entre pilares e encontros, aumentando assim a capacidade resistente a momentos positivos.







Fig. 2.34 – Reforço com chapas metálicas usadas no reforço estrutural (Carvalho, 2012).

#### 2.5.4 SOLUÇÃO DE REABILITAÇÃO PROJETADA

Dada a necessidade de substituição dos aparelhos de apoio, o Projetista optou por criar duas consolas curtas metálicas, por aparelho de apoio, nos pilares, ligados às vigas por intermédio de parafusos. Estes elementos permitiram que a ponte fosse elevada, possibilitando a retirada dos aparelhos de apoio existentes e substituí-los por novos aparelhos, mais adequados ao ambiente em que a ponte está inserida.

Após o término dos trabalhos de substituição dos aparelhos de apoio, as consolas foram retiradas e os furos executados para a passagem dos parafusos selados com argamassa de retração compensada. No que concerne à superfície das vigas, foi observado que esta teria que ser devidamente limpa, de modo a remover as impurezas, picada e rebocada, caso se mostrasse necessário.

As operações de reabilitação da obra de arte consistiram nos seguintes trabalhos:

- Substituição dos aparelhos de apoio deteriorados por outros, do tipo panela, menos susceptíveis à ação do meio ambiente. (Fig. 2.35)
- Introdução de juntas de dilatação, estanques, na ligação do tabuleiro aos encontros de modo a minimizar futuras infiltrações para a viga de estribo.
- Reparação localizada do tabuleiro de betão armado, nas zonas com armadura à vista e com corrosão.
- Reparação localizada das vigas de estribo, dos encontros e pilares, nas zonas com armadura à vista e com corrosão.
- Destaque do reboco existente nas vigas e lajes, que se encontrava solto e execução de um novo reboco.
- Reparação das cornijas e das guardas de segurança para peões existentes nas zonas em destacamento de betão.
- Reparação das canalizações e das fixações dos dispositivos de passagem de serviços existentes.

- Limpeza geral dos paramentos de alvenaria dos encontros e pilares, efetuando-se pequenas reparações ao nível de algumas juntas entre blocos de alvenaria de pedra.
- Substituição dos sistemas de drenagem do tabuleiro de modo a facilitar a limpeza e a evitar futuras infiltrações para o interior da obra.
- Limpeza geral do leito e margens da ribeira de modo a evitar futuros assoreamentos e erosões localizadas.
- Face à elevada percentagem de cloretos no tabuleiro considerou-se a aplicação superficial de um inibidor de corrosão migratório. Este inibidor tem a capacidade de migrar através da porosidade do betão até atingir as armaduras, permitindo a sua proteção e consequente extensão da vida útil da estrutura.



Fig. 2.35 – Novos aparelhos de apoio utilizados na reabilitação (Carvalho, 2012).

### 2.5.5 PRINCIPAIS FASES DE CONSTRUÇÃO

As obras de reforço e reabilitação foram executadas de modo a interferir o menor tempo possível com a circulação rodoviária, tendo-se previsto apenas a interrupção durante as operações de elevação do tabuleiro para substituição dos aparelhos de apoio.

Para realização das obras de reforço e reabilitação foram realizados os seguintes trabalhos em obra:

- Execução dos cachorros metálicos para apoio do sistema de elevação do tabuleiro.
- Destaque do reboco existente nas vigas e lajes, que se encontrava solto, de modo a que ficassem visíveis todas as fragilidades da estrutura existente.
- Limpeza superficial da face inferior do tabuleiro com jato de areia lavada com granulometria de 0.6 a 1.2 mm.
- Desvios temporário dos serviços afetados.
- Realização de trabalhos preparatórios necessários à elevação do tabuleiro, efectuaram-se cortes no pavimento, na zona das juntas de dilatação, de forma a minimizar os estragos no pavimento e a permitir a execução de uma limpeza das juntas de modo a diminuir o atrito na elevação do tabuleiro.



- Elevação do tabuleiro e substituição dos aparelhos danificados pelos novos do tipo panela, com restrições iguais aos existentes (travamento na direcção transversal nos encontros e no pilar do lado de Cascais e travamento nas duas direcções no pilar do lado de Lisboa).
- Reparação das fendas com abertura superior a 1 mm foram preenchidas com resinas epóxi e o seu bordo selado com poliuretano, nas fendas com abertura inferior a 1 mm foram apenas seladas.
- Reparação localizada das zonas sem recobrimento e com armadura à vista no tabuleiro, vigas de estribo nos encontros e vigas de coroamento dos pilares.
- Colocação do pré-esforço exterior das vigas.
- Colocação das chapas metálicas de reforço nos vãos.
- Pintura do tabuleiro, duas demãos, com um inibidor de corrosão migratório.
- Execução de um novo reboco na laje de tabuleiro e nas vigas de modo a cobrir as de reforço.
- Pintura do tabuleiro com tinta acrílica especialmente concebida para ambientes agressivos.

## 2.6 REABILITAÇÃO E REFORÇO ESTRUTURAL

Os casos descritos anteriormente são representativos de um conjunto já mais vasto de intervenções de reabilitação e reforço estrutural que a Brisa e também outras entidades têm vindo a realizar nos últimos anos e cujos projetos e/ou processos de obra foi possível consultar no âmbito da realização da dissertação.

Os principais métodos de reforço e reabilitação estrutural que têm vindo a ser aplicados recorrem a reforços com pré-esforço exterior e aplicação de laminados e/ou mantas de fibras de carbono.

Também se descreveu um caso em que se introduziram novos elementos estruturais resistentes, representando outros casos similares.

O principal fator que levou ao reforço das obras descritas prendeu-se com questões de alargamentos das auto-estradas ou de verificação de problemas estruturais.

Assim, pode concluir-se que estas soluções aplicadas em casos reais, têm vindo a mostrar-se bastante eficientes, e mais adequadas para as novas solicitações e necessidades de estruturas já existentes.



## 3

## ALARGAMENTO E REFORÇO ESTRUTURAL DO VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA

### 3.1 INTRODUÇÃO

Sendo esta uma dissertação baseada num caso prático real, pretende-se com este capítulo descrever os trabalhos realizados no Viaduto sobre o Rio Leça, incluído no alargamento e beneficiação do Sublanço Porto/Maia da A3 Auto-Estrada Porto/Valença, e as soluções de reabilitação e reforço estrutural adotadas. Como se trata de uma empreitada de reabilitação e reforço estrutural, objetiva-se também a descrição da obra de arte edificada e a sua envolvente.

### 3.2 LOCALIZAÇÃO DA OBRA DE ARTE EXISTENTE

O Viaduto sobre o Rio Leça desenvolve-se, entre eixos de apoio nos encontros, do km 5+612 ao km 5+742 do Sublanço Porto/Maia, transpondo superiormente o rio. Em planta a obra insere-se numa reta e em perfil longitudinal desenvolve-se num trainel com inclinação de 0,5%. A rasante vence o Rio Leça a cerca de 14 metros de altura máxima. Na Fig. 3.1 retirada do Google Maps permite observar a vista aérea e a Fig. 3.2 tem-se a vista geral da obra de arte.



Fig. 3.1 – Vista aérea da localização do Viaduto sobre o Rio Leça (Google Maps).



Fig. 3.2 – Vista geral da Obra de Arte.

### 3.3 DESCRIÇÃO GERAL DA OBRA DE ARTE EXISTENTE

O viaduto da Fig. 3.3, com comprimento total de 130 metros, é constituído por dois tabuleiros independentes afastados de 3 cm, com 4 tramos, construídos em betão armado pré-esforçado. O comprimento dos vãos extremos é de 29 metros e 36 metros nos vãos intermédios. Ambos os tabuleiros são constituídos por estruturas do tipo viga contínua, apoiados nos pilares e nos encontros. A plataforma de cada tabuleiro é de largura constante e igual a 18.83 metros.

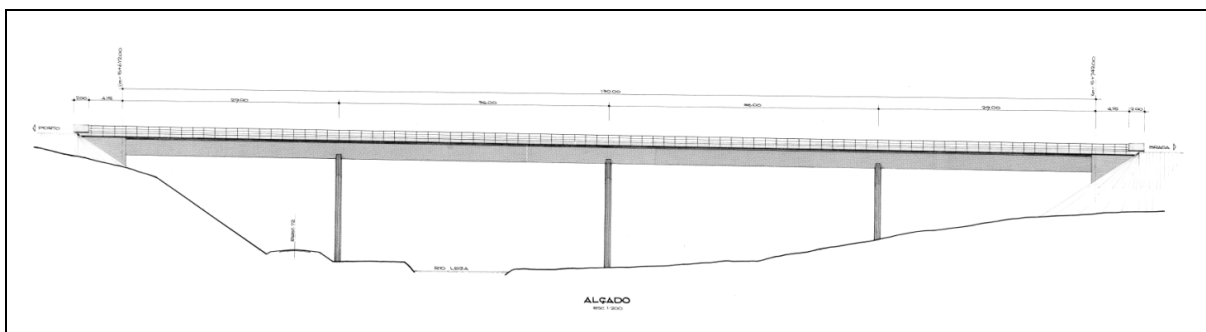


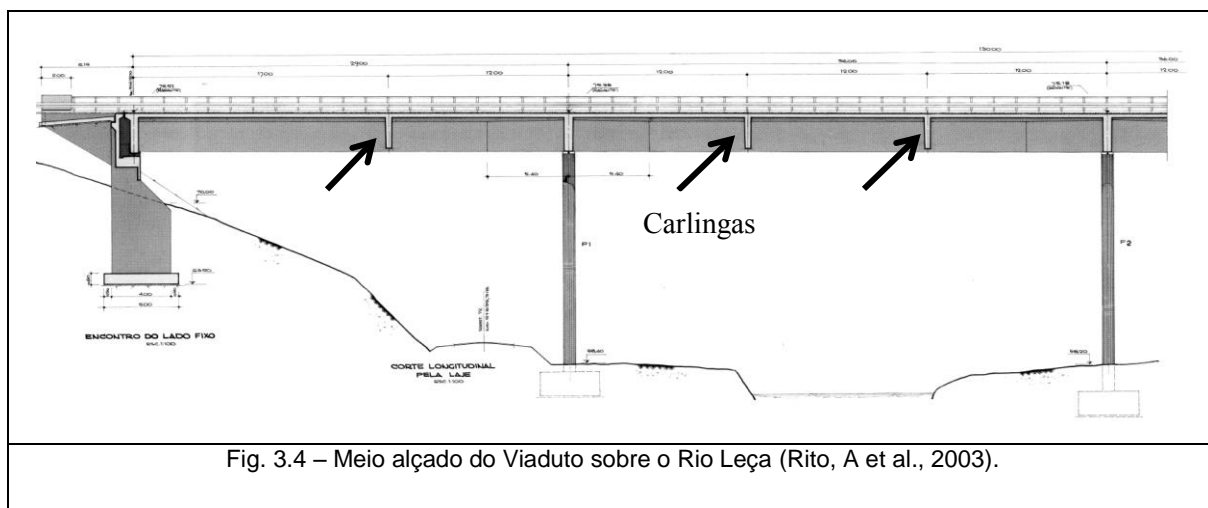
Fig. 3.3 – Alçado do Viaduto sobre o Rio Leça (Rito, A et al., 1986)

O tabuleiro é constituído por duas vigas longitudinais ligadas superiormente por uma laje de betão armado, com secção variável, que comporta os passadiços, bermas e faixa de rodagem.

As vigas têm altura constante de 2.6 metros em todo o comprimento do tabuleiro. As almas das vigas têm uma variação de espessura linear de 0.80 metros nos vãos para 1.40 metros nos apoios, sendo essa variação feita em 5.4 metros antes e depois do eixo dos pilares. Estas vigas encontram-se ligadas por

uma laje de espessura variável entre 0.30 m a 0.55 m junto às vigas. A laje prolonga-se ainda exteriormente em consolas, também de espessura variável (0.19 a 0.55 m).

O conjunto vigas-laje é rigidificado sobre os encontros, pilares, nos terços dos vãos intermédios e a 12 metros a partir do eixo do pilar nos vãos extremos por intermédio de carlingas de betão armado que ligam transversalmente as longarinas. (Fig. 3.4)



A ligação entre o tabuleiro e os pilares é feita através dos aparelhos de apoio, iguais para todos os pilares, que são metálicos e permitem movimentos na direção longitudinal.

A ligação entre o tabuleiro e os encontros é feita através de aparelhos de apoio metálicos (quatro por tabuleiro Fig. 3.5) localizados sobre os montantes, permitindo a livre rotação da superestrutura.

O encontro do lado do Porto encontra-se provido de dispositivos anti-sísmicos, constituídos por batentes de betão e armaduras de aço de alta resistência. O encontro do lado de Braga permite os movimentos longitudinais dos tabuleiros.



Viga estribo do encontro

Fig. 3.5 – Aparelhos de apoio metálicos (Quatro por cada tabuleiro) (Rito, A et al., 2003).

A mesoestrutura do viaduto é constituída por dois pilares por eixo de apoio de cada tabuleiro, dispostos directamente sob as vigas e rematada pelos encontros nas extremidades da Obra de Arte. Os pilares são constituídos por uma secção transversal elítica, constante ao longo do fuste, com dimensões máximas de 0.8 metros na direção longitudinal e 3 metros na direção transversal. (Fig. 3.6)



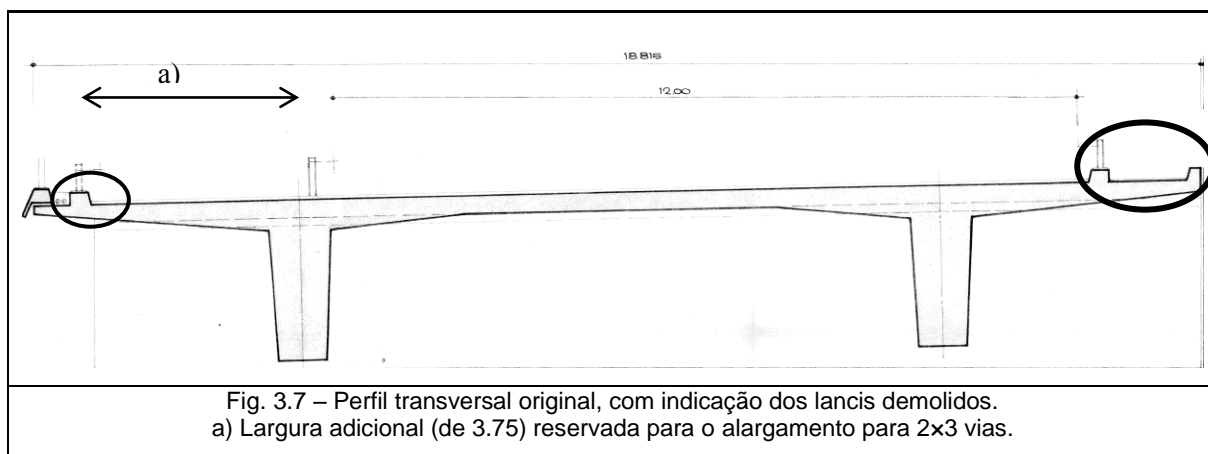
Fig. 3.6 – Vista geral da mesoestrutura do Viaduto sobre o Rio Leça.

Os encontros são do tipo perdido, constituídos por montantes encimados pela viga de estribo que recebe os tabuleiros. Ambos os encontros são dotados de muros de avenida e acrotérios. As fundações dos pilares e encontros são diretas realizadas por sapatas de betão armado, a profundidades de 3 a 4 metros, em maciço granítico são. Os pilares centrais e os montantes dos encontros são igualmente em betão armado.

### 3.4 CONDICIONAMENTOS GERAIS DO PROJETO DE REFORÇO

O presente caso refere-se à intervenção de reforço estrutural realizada no Viaduto sobre o Rio Leça.

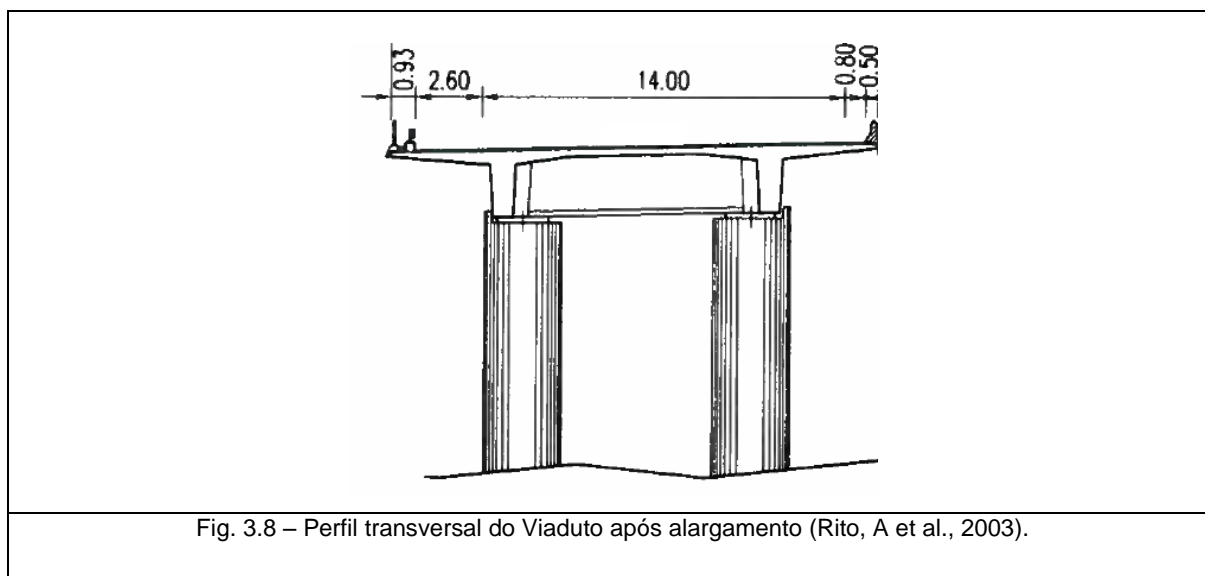
Esta obra numa primeira fase comportaria, na largura total 18.80 metros em cada tabuleiro, do interior para o exterior: uma zona de 2 metros de largura correspondente a meio separador; limitada por barreiras metálicas de segurança, uma berma interior com 1 metro de largura, uma faixa de rodagem com duas vias com 3.75 metros de largura, uma berma exterior com 3.50 metros de largura; uma zona reservada a um futuro alargamento para 2×3 vias com 3.75 metros e um passadiço com 0.50 metros de largura limitado pela guarda metálica. Os lancis que existiam no perfil transversal original da **Error! Reference source not found.** foram demolidos para se obter largura suficiente para o alargamento da plataforma.



No cálculo do projeto original de 1986 tinha sido já considerado um futuro alargamento de duas para três vias.

Contudo, tendo em consideração o aumento de tráfego verificado ao longo dos anos na Auto-Estrada A3 foi necessário acomodar quatro vias em cada faixa de rodagem. No ano de 2003 foi executado o projeto de alargamento em estudo com vista a avaliar a segurança do viaduto às novas sobrecargas rodoviárias resultantes do acréscimo em uma via de circulação.

Apresenta-se na Fig. 3.8 o novo perfil transversal de cada tabuleiro com a alteração para quatro vias de circulação. Esta consistiu no alargamento da faixa de rodagem de 12 metros para 16.6 metros ( $4 \times 3.5 + 2.6$ ), mantendo-se a plataforma do tabuleiro original com largura total de 18.80 metros, tendo do interior para o exterior: 0.50 metros de separador central, no que se inclui o perfil de segurança tipo “New-Jersey” em substituição da guarda de segurança metálica anteriormente prevista na ponta da consola interior, 0.80 metros de berma esquerda, quatro vias de 3.5 largura cada, 2.60 metros de berma direita e 0.93 metros de perfil metálico de segurança, passadiço e viga de bordadura, dos quais 0.50 metros estão disponíveis para a circulação do pessoal de manutenção.



No entanto, as sucessivas recargas para regularização do pavimento betuminoso ao longo do tempo e a alteração da inclinação transversal das faixas de rodagem da auto-estrada de 2% para 2.5%, conduziram a um aumento da carga permanente face à prevista no projecto inicial, isto é, aumento da espessura de betuminoso de 6 cm (espessura de projeto original) para 18 cm (espessura média).

Devido aos factos descritos anteriormente a redefinição do número e posição das vias de rodagem, levando ao consequente aumento da largura de circulação da sobrecarga rodoviária face ao previsto no projeto original, e acréscimo de restante carga permanente vieram a suscitar a necessidade de reanálise estrutural do Viaduto.

A obra foi também sujeita a uma reabilitação geral dos materiais de forma a estender o seu tempo de vida útil.

### 3.5 DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO DE REFORÇO ADOTADA

Depois de uma análise efetuada à estrutura ficou demonstrado que, devido aos diversos fatores mencionados no ponto anterior, o Viaduto não satisfazia os seguintes requisitos de segurança regulamentares:

- Na direção longitudinal, os tabuleiros não verificavam o estado limite de descompressão no meio dos vãos.
- Na direção transversal, os tabuleiros não garantiam a segurança ao estado limite último de flexão na secção de encastramento das consolas.

As soluções adotadas no reforço estrutural consistiram na aplicação de pré-esforço exterior longitudinal, centrado nos tramos extremos e excêntrico nos tramos intermédios, e laminados de fibras de carbono, quer longitudinalmente quer transversalmente, nas consolas.



### 3.5.1 PRÉ-ESFORÇO LONGITUDINAL EXTERIOR

A solução definida no Projeto (ARE, 2003) das capacidades resistentes, na direcção longitudinal, passou pela aplicação de dois cabos, com 12 cordões cada, ao longo de toda a obra. Os cordões são em aço auto-embainhado, engraxado e com bainha individual em PEAD. O seu traçado será do tipo trapezoidal. (Fig. 3.9) Instalaram-se os desviadores nas carlingas dos tramos centrais e tubos de passagem a instalar nas carlingas dos tramos exteriores e sobre os pilares.

Neste projeto de pré-esforço exterior estava ainda prevista a substituição e/ou retensionamento individual dos cordões. O sistema utilizado especificamente para o pré-esforço exterior, contém peças de ancoragem em aço vazado. Após a injeção das bainhas exteriores com calda de cimento e seu posterior tensionamento, injetaram-se os “capots” das ancoragens com cera fósfil.

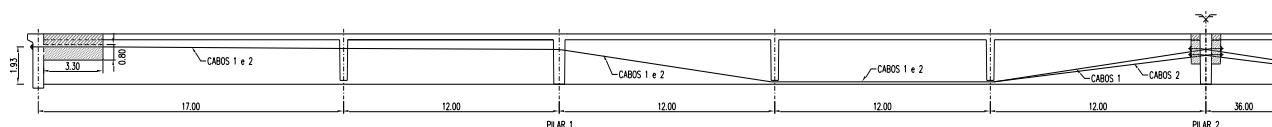


Fig. 3.9 – Traçado do cabo de pré-esforço exterior de metade do tabuleiro (adaptado de ARE,2003).

A Fig. 3.10 ilustra os blocos de ancoragem em betão para reforço local das carlingas, localizados nos encontros e no pilar P2. A ligação dos maciços de ancoragem dos cabos, às vigas e laje do tabuleiro foi executada através de barras de aço de pré-esforço.



a)



b)

Fig. 3.10 – Pré-esforço exterior usado no reforço do Viaduto. (a) Cabos de P.E. exterior (b) Reforço local das carlingas nas zonas de ancoragem dos cabos.

A solução de faseamento construtivo da aplicação do pré-esforço exterior foi condicionada pelo facto de que para se proceder ao tensionamento e ancoragem dos cabos seria necessário a demolição do espelho da viga de estribo do encontro e desaterro das terras no tardo com a consequente interrupção do trânsito. Assim, o projetista definiu o tensionamento dos cabos de pré-esforço exterior na zona de

ancoragem no pilar P2, com uma sequência de cinco fases de esticamentos alternados por forma a que ao fim de cada ciclo a zona de ancoragem apenas suportasse um desequilíbrio para um valor igual a 20% da força final para o qual essa zona foi dimensionada.

### 3.5.2 LAMINADOS DE FIBRAS DE CARBONO

A solução definida no Projeto (ARE, 2003) para reforço da laje do tabuleiro, passou pela aplicação de lâminas de fibras de carbono, dispostas de seguinte forma:

- Transversalmente, na face superior das consolas exteriores, espaçadas de 0.25 metros. (Fig. 3.11)
- Longitudinalmente, na face inferior das consolas interiores, em 4 fiadas de lâminas em fibras de carbono, também espaçadas de 0.25 metros a partir da ponta da consola. (Fig. 3.12)

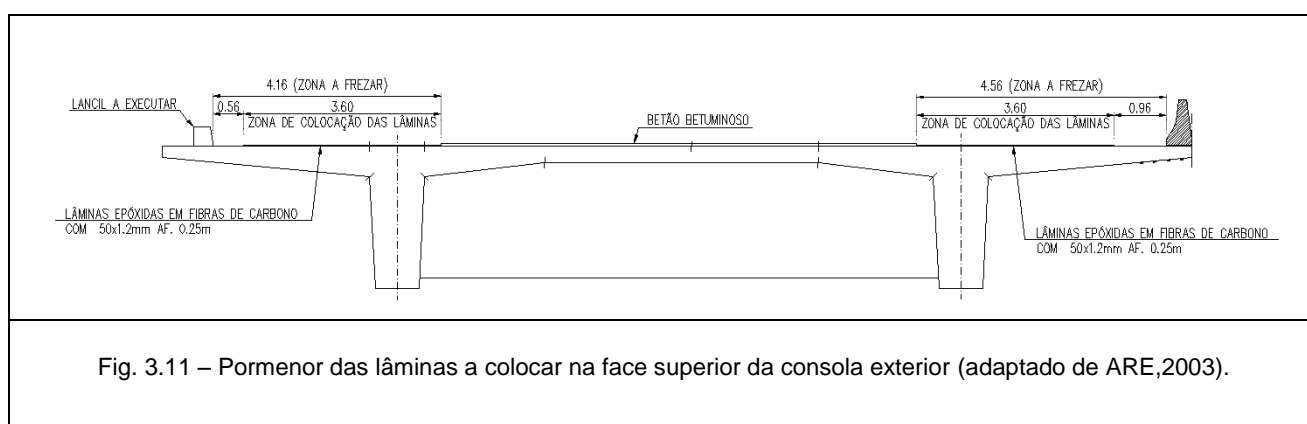


Fig. 3.11 – Pormenor das lâminas a colocar na face superior da consola exterior (adaptado de ARE,2003).

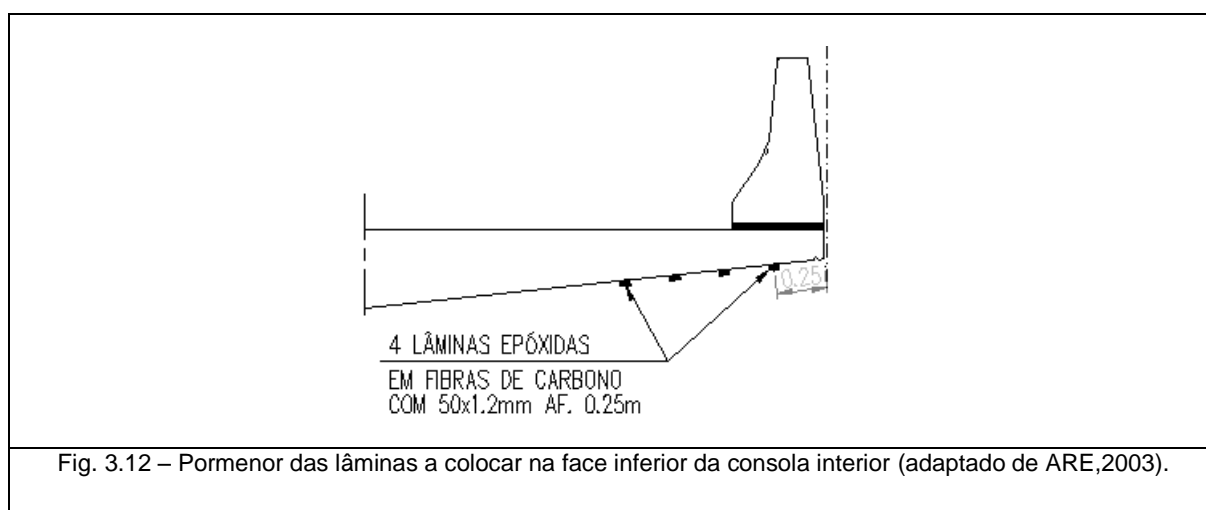


Fig. 3.12 – Pormenor das lâminas a colocar na face inferior da consola interior (adaptado de ARE,2003).

A Fig. 3.13 ilustra a solução descrita acima.



Fig. 3.13 – Aplicação em obra das lâminas em fibras de carbono. (a) Colagem das fibras de carbono na parte superior das consolas. (b) Laminados de fibras de carbono na fibra inferior das consolas interiores.

### 3.6 METODOLOGIAS DE EXECUÇÃO DE REFORÇOS ESTRUTURAIS

As principais soluções adotadas no reforço estrutural para esta obra de arte, e já descrito anteriormente, consistiram na aplicação de pré-esforço exterior e laminados de fibras de carbono.

Neste âmbito, em seguida fala-se sobre as metodologias de execução utilizadas no reforço do Viaduto.

A solução de pré-esforço exterior é aplicada fora da secção transversal do elemento e a força de pré-esforço é transferida para a estrutura através de fixações e desviadores. Quando a técnica é aplicada para fortalecer uma estrutura existente, recomenda-se que o sistema de instalação seja concebido para garantir futuras inspecções dos componentes de pré-tensionamento e deverá também ser dada a possibilidade de futura aplicação de mais tensão nos cabos ou mesmo a sua substituição.

Esta metodologia de pré-esforço exterior é vantajosa, permite inspeção, fácil instalação dos cabos, adequada proteção contra a corrosão, menos peso próprio devido à esbelteza da estrutura, menos perdas de atrito, a possibilidade de retensionar ou destensionar os cabos, e por último, a substituição dos cabos de pré-esforço.

No entanto, a aplicação dos cabos de pré-esforço exterior também traz alguns inconvenientes pois os traçados são obrigatoriamente retos, exceto nas zonas de desvio (Fig. 3.14), onde são transmitidas as cargas devido ao pré-esforço e a concentração de tensões que ocorrem nos pontos de desvio dos cabos leva ao reforço das armaduras ordinárias nesta. (Neves, 2012).

Um aspeto a ter em atenção, deve-se ao fator corrosão, pois os cabos de pré-esforço externo têm maior vulnerabilidade à corrosão, em especial no local das ancoragens, obrigando a uma eficiente protecção das mesmas, especialmente se estiverem localizadas num meio de forte agressividade ambiental.

Este sistema também requer elevada precisão do projetista, quando está a avaliar a força de tensionamento dos cabos a ser aplicada para garantir o reforço da obra de arte, tendo em conta que normalmente o betão considerado no projecto original seria de resistência à compressão inferior em relação aos utilizados pelas estruturas atuais. (Vitório, 2013)



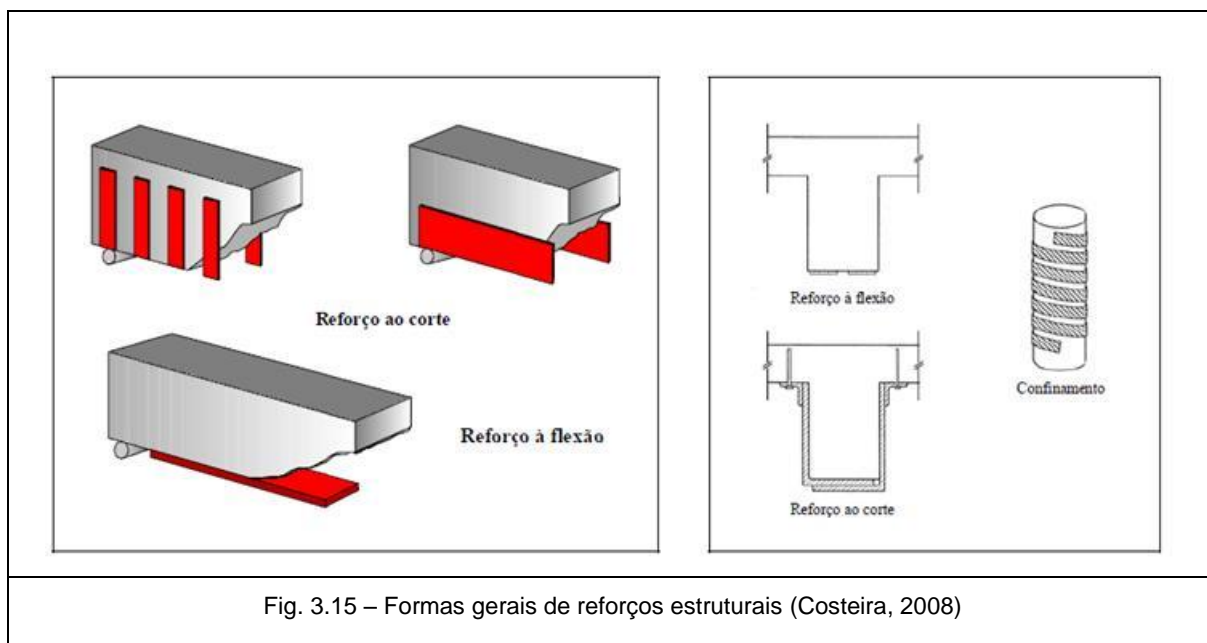
Fig. 3.14 – Detalhes da fixação e dos desviadores.

O sistema mais usual para o reforço de vigas de pontes convencionais de betão armado é o que utiliza monocordões de aço para betão pré-esforçado agrupados em feixes rentes às faces laterais das vigas e fixadas à estrutura por meio de dispositivos de aço especial, fabricados para cada caso específico. Tais dispositivos são geralmente fixados à estrutura por meio de barras pré-esforçadas no sentido transversal da viga.

A técnica de reforço por colagem exterior de sistemas de FRP (Fiber Reinforced Polymer) (EBR-Externally-bonded reinforcement) surgiu, em meados dos anos 80 na Suíça. Com esta técnica Meier (1987) e Kaiser (1989) pretendiam substituir as tradicionais chapas de aço por compósitos reforçados com fibras de carbono (CFRP) na colagem exterior de armaduras em elementos de betão armado. Atualmente, é utilizada no reforço à flexão e/ou no reforço ao corte de vigas e lajes, no reforço à compressão de pilares (confinamento) e na prevenção de deterioração de chaminés, postes ou túneis. O material estrutural de base tem sido maioritariamente o betão armado ou pré-esforçado. (Silva, 2008)

Os polímeros (ou compósitos) reforçados com fibras (FRP- “Fiber Reinforced Polymer”) empregues em armaduras não metálicas, para reforço estrutural, tem sido frequentemente utilizados devido as suas propriedades de elevada resistência à tração, baixo peso específico, resistência à corrosão, elevada resistência à fadiga e bom amortecimento ao choque.(Juvandes, FEUP, 1999)

Distinguem-se duas formas principais de FRP utilizadas desta técnica: Os sistemas pré-fabricados (constituídos pelo laminado de FRP e pelo adesivo) e os sistemas curados “in situ” (constituídos pelas tela de fibras e pela resina de impregnação), podendo ser, ainda, classificados de unidireccionais (1D), bidireccionais (2D) e multidireccionais (3D) de acordo com a sua geometria e com a disposição das fibras. A forma mais corrente dos sistemas pré-fabricados é o sistema laminado semi-rígido de FRP do tipo unidireccional. No caso de sistemas curados “in situ” é comum a utilização de mantas unidireccionais e de tecidos bidireccionais (Juvandes (1999) (Costeira 2008).

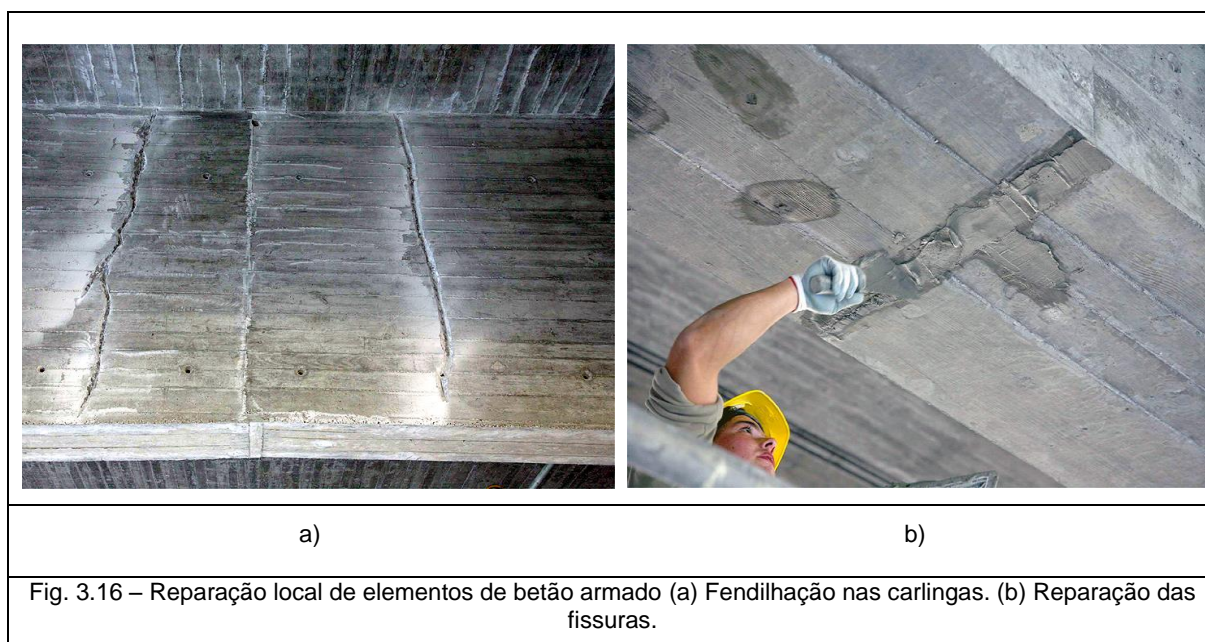


### 3.7 TRABALHOS DE REPARAÇÃO/REABILITAÇÃO DO BETÃO EXISTENTE

Relativamente aos trabalhos de reparação e reabilitação os principais trabalhos realizados foram:

- Tratamento da fissuração, consistindo na realização de injeções e selagens de todas as fissuras de maior dimensão ou barramento de todas as fissuras de menor dimensão.
- Reparação local de elementos de betão armado degradado, com faltas localizadas de betão e/ou corrosão pontual de armaduras.

Na Fig. 3.16 vê-se na imagem esquerda algumas das fendas e na imagem direita a reparação das fissuras.



Os trabalhos de reparação superficial referidos neste âmbito visam, em geral, recuperar a superestrutura projectada, melhorar a durabilidade estrutural e melhorar a aparência da obra de arte.

### Reparação de fissuras

Existem várias técnicas de reparação de fissuras, mas a injeção de fissuras é a técnica mais utilizada e foi a adotada na reparação deste viaduto. Consiste na selagem ou colagem das faces, de um elemento estrutural, separadas pelas fendas. No caso de selagem são utilizados materiais de enchimento com elevada plasticidade, com boa deformabilidade e elevadas propriedades de impermeabilização para prevenir a penetração de água ou outros factores como os cloretos e o CO<sub>2</sub>. Relativamente à colagem, os materiais de enchimento devem ter uma elevada resistência e capacidade de colagem ao betão. As fissuras com aberturas na ordem dos 0,1 a 0,6 mm podem ser facilmente preenchidas com resinas epóxi de variadas viscosidades. Fendas com aberturas superiores a 6,0 mm podem ser preenchidas com grouts cimentícios ou epóxi (Carvalho, 2012).

Nesta obra de arte, as situações em que houve lugar à selagem das fendas são aquelas em que a abertura das fissuras era inferior a 0,4 mm. Estas fendas foram seladas com um barramento por espátula, executado com um produto adequado. A selagem destas fendas envolveu as seguintes atividades:

Avivamento das fendas;

Limpeza das fendas;

Selagem;

Acabamentos.



Para as situações em que a abertura das fissuras era superior ou igual a 0.4 mm procedeu-se à selagem e injeção das fendas. A selagem e injeção destas fendas envolveram as seguintes atividades:

- Limpeza das interfaces;
- Colocação dos tubos de injeção e purga;
- Selagem superficial das bordaduras;
- Injeção da resina;
- Acabamentos;
- Controlo de desempenho;

Finalmente, nesta obra de arte foram ainda realizados alguns trabalhos de complementação da proteção ou rejuvenescimento de peças integrantes do viaduto, designadamente substituição de vigas de bordadura e também foi realizada uma pintura geral da obra de arte com tinta acrílica, quando finalizados todos os trabalhos de reforço e reparação do Viaduto, para melhoria da proteção do betão.

### **3.8 PROJETO DE ALARGAMENTO E REFORÇO: AÇÕES E VERIFICAÇÕES CONSIDERADAS**

Neste ponto apresentam-se os critérios utilizados pelo projetista Armando Rito, Engenharia, de acordo com a Memória de projeto de Execução a que se teve acesso.

#### **Ações consideradas**

A obra de arte é de classe I. As ações consideradas foram as estipuladas no RSA (regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes) para viadutos desta classe e para a zona territorial onde este se localiza.

#### **Critérios de verificação da segurança**

As verificações de segurança efetuadas para quantificar o reforço e para verificar as novas condições de segurança da estrutura foram conduzidas de acordo com os critérios de projeto que a seguir se indicam.

A verificação dos tabuleiros foi efetuada de acordo com as disposições do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP).

De acordo com a regulamentação em vigor foram efetuados dois tipos de verificações de segurança:

- Estado limite de utilização
- Estado limite último

#### **Verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização:**

Verificou-se a segurança em relação ao estado limite de descompressão (nas peças pré-esforçadas) para a combinação quase permanente:

- Descompressão:

Combinações quase-permanentes, cuja forma geral é a seguinte:

$$G_k + \sum_{j=1}^m (\Psi_{2j} Q_j) \quad (3.8.1)$$

- Para a ação de base sobrecargas:

$$G + 0.4 Q_1 + 0.3 Q_2 \quad (3.8.2)$$

G - Cargas permanentes

Q1 - Sobrecargas regulamentares

Q2 - Variações de temperatura uniforme e diferencial

### Verificação da segurança em relação aos estados limites últimos:

Verificou-se a segurança em relação ao estado limite último de resistência, para as seguintes combinações de ações:

- Sem se considerarem os efeitos sísmicos, a expressão geral é a seguinte:

$$\sum_{i=1}^n G_i + \sum_{j=1}^n \Psi_{1j} Q_j + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} Q_j \quad (3.8.3)$$

- Ação de base sobrecargas:

$$1.4 G_1 + 1.2 G_2 + 0.50 Q_1 + 0.9 Q_2 \quad (3.8.4)$$

$$1.0 G_1 + 0.9 G_2 + 0.50 Q_1 + 0.9 Q_2 \quad (3.8.5)$$

G<sub>1</sub> – Cargas permanentes (peso próprio + restante carga permanente);

G<sub>2</sub> – Esforços hiperestáticos devidos ao pré-esforço;

Q<sub>1</sub> – Sobrecargas (sobrecarga uniforme + sobrecarga concentrada ou veículo tipo);

Q<sub>2</sub> – Variações de temperatura: uniforme e diferencial;



## Materiais

Os materiais utilizados no projeto de alargamento e reforço estrutural estão descritos no quadro seguinte:

Quadro 1 – Materiais

Material	Elemento	Classe
Betões	Tabuleiros	C30/37
	Maciços de ancoragem do pré-esforço exterior	C30/37
	Armaduras ativas	Cordões da classe 1670/1860 e barras da classe 835/1030
Aço	Armaduras passivas	A 400 NR
Fibras de Carbono	Laminados	Classe CFK 150/2000

Assim após esta descrição dos pressupostos utilizados pelo Projetista relativos ao dimensionamento do Viaduto sobre o Rio Leça, nos capítulos seguintes far-se-á uma análise longitudinal e transversal da mesma obra de arte mas considerando as Normas Europeias.



# 4

## ANÁLISE E VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA LONGITUDINAL APÓS ALARGAMENTO

Os cálculos justificativos presentes neste capítulo, referem-se ao projeto de alargamento e beneficiação para 2×4 vias do Viaduto sobre o Rio Leça, descrito no capítulo anterior.

No Capítulo 3 foram apresentados os critérios relativos ao dimensionamento do Viaduto nomeadamente os regulamentos, as ações e critérios de verificação de segurança utilizados no projeto de alargamento - RSA e REBAP.

A análise longitudinal do tabuleiro foi efetuada de acordo com as Normas Europeias – Eurocódigos, considerando as premissas de cálculo do projeto de alargamento apresentado no Capítulo 3. Assim, efetuaram-se as mesmas verificações do projetista mas considerando-se as ações dos Eurocódigos e comparando-se apenas as soluções de reforço resultantes dos diferentes regulamentos.

Far-se-á, neste capítulo, a análise da segurança do tabuleiro para o estado da obra após as modificações inerentes ao alargamento sem e com execução de reforços. A análise foi efetuada para o estado limite de descompressão e último de resistência.

Todo o trabalho de modelação numérica foi efetuado a partir do programa de cálculo automático SAP2000, com o intuito de se verificar a segurança do tabuleiro face às novas cargas, mencionadas anteriormente, e de acordo com os Eurocódigos. Algumas análises, tal como o dimensionamento dos reforços foram elaborados com o auxílio de folhas de cálculo desenvolvidas com base no *software* Excel.

Os materiais, as normas e princípios de dimensionamento e as considerações segundo os Eurocódigos irão ser apresentados de seguida.

## 4.1 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DO TABULEIRO NA DIREÇÃO LONGITUDINAL SEM REFORÇO

### 4.1.1 MODELAÇÃO ESTRUTURAL

A estrutura foi modelada no programa de elementos finitos SAP2000, versão 14. Todos os elementos do tabuleiro foram modelados recorrendo a elementos de barra, simulando os vários tramos com os comprimentos correspondentes.

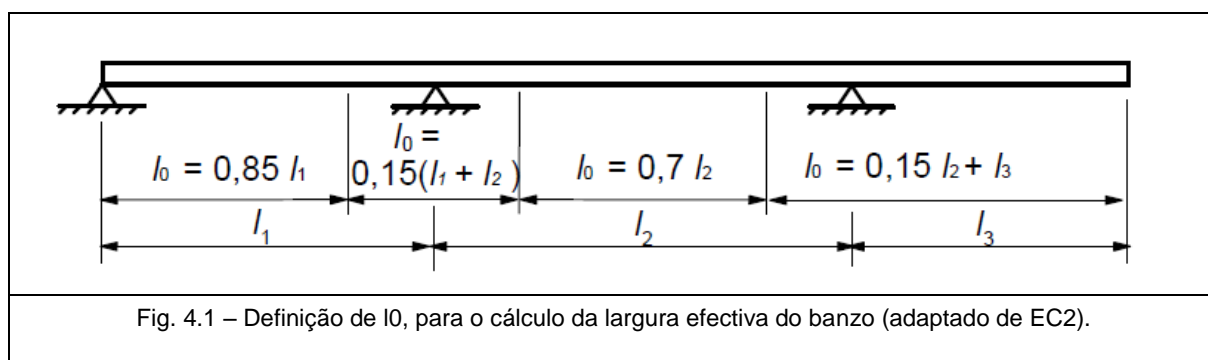
Os tabuleiros comportam-se como estruturas do tipo viga contínua apoiadas no encontros e nos pilares. As duas vigas longitudinais foram simuladas por duas barras interligadas através de barras transversais espaçadas de metro a metro. Estas barras transversais tiveram o objectivo de simular a rigidez transversal do tabuleiro, apresentando as características e rigidez da laje entre longarinas. Também foram modeladas as carlingas do tabuleiro, como elementos de barra, unindo as longarinas com as respectivas características geométricas.

O modelo estrutural tem quatro tramos, sendo os extremos de 29 metros e os intermédios de 36 metros. Visto que o objectivo foi a análise do tabuleiro, não se simularam os pilares. Os aparelhos de apoio entre pilares e tabuleiros foram simulados através da restrição na direção vertical, libertando-se assim o deslocamento longitudinal e rotação longitudinal.

#### Banzo efectivo:

Na modelação longitudinal, considerou-se a largura efetiva dos banzos das longarinas de acordo com o preconizado no EC2 (EN 1992-1-1). Nas vigas, a largura do banzo comprimido, ao longo da qual se podem admitir condições de tensão uniforme, depende das condições geométricas da alma e do banzo, do tipo de ação, do vão e das condições de apoio.

A determinação da largura efectiva do banzo esteve dependente da distância  $l_0$  entre pontos de momento nulo, a qual se obteve a partir da Fig. 4.1.



Para os vãos considerados,  $l_1=29$  m e  $l_2=36$  m, têm correspondência com as seguintes distâncias  $l_0$ :

Secção de vão extremo:

$$\rightarrow l_0 = 0,85 \times l_1 = 0,85 \times 29 = 24,65 \text{ m}$$

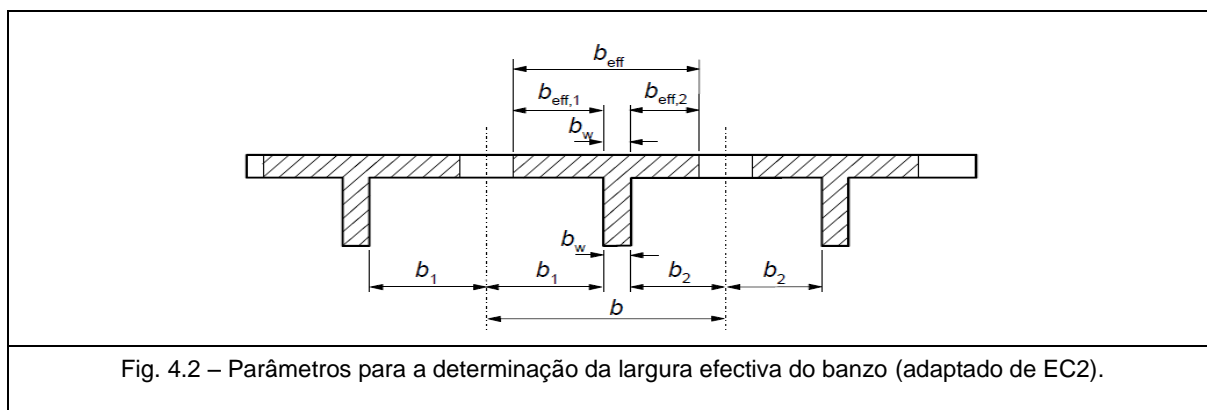
Secção sobre o apoio:

$$\rightarrow l_0 = 0.15 \times (l_1 + l_2) = 0.15 \times (29 + 36) = 9.75 \text{ m}$$

Secções de meio vão:

$$\rightarrow l_0 = 0.7 \times l_2 = 0.7 \times 36 = 25.2 \text{ m}$$

Com o recurso à Fig. 4.2 e às fórmulas apresentadas em seguida, retiraram-se as larguras efectivas dos banzos (beff) para a viga em análise.



$$b_{eff} = \min(b_{eff,i}, b_w, b) \quad (4.1.1)$$

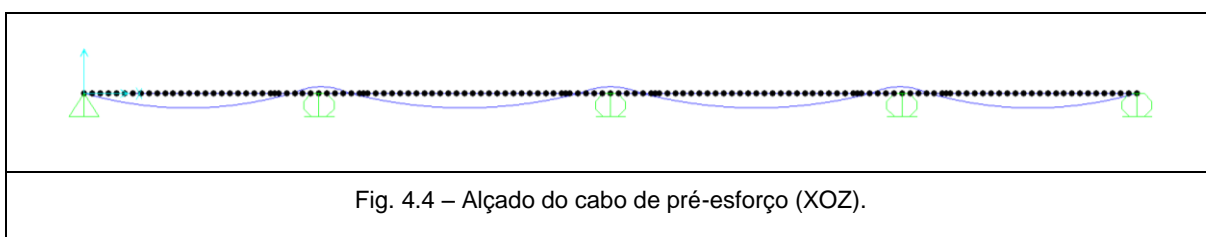
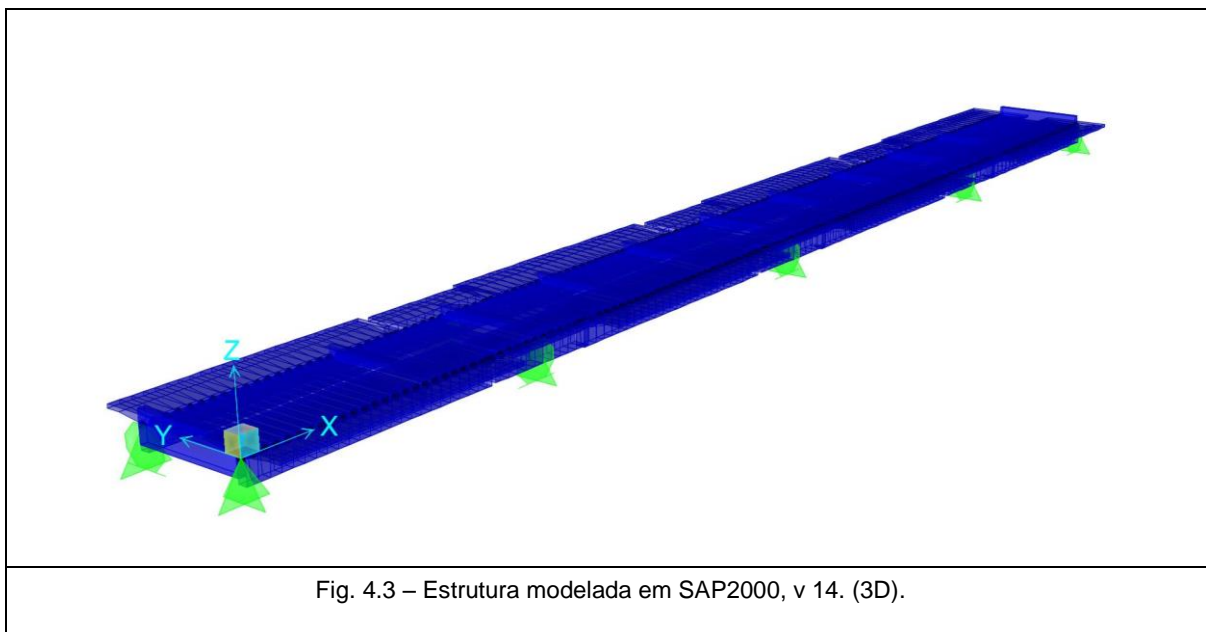
$$b_{eff,i} = \min(0.2b_i, 0.1l_0, 0.2l_0) \quad (4.1.2)$$

$$b_{eff,i} = b_i \quad (4.1.3)$$

Quadro 2 – Largura efectiva dos banzos (beff) adotadas.

beff	Variação da alma	
	Sec 0.8 (m)	Sec 1.4 (m)
Vãos extremos	7.63	-
Apoios	4.65	5.13
Vãos intermédios	7.74	-

A Fig. 4.3 ilustra o modelo, em vista 3D, realizado e a Fig. 4.4 representa o cabo de pré-esforço (representado a linha azul), no plano xoz. Estas imagens foram retiradas do programa SAP2000.



É de referir que foi também utilizado o Autocad Civil 3D 2011 de modo a validar as propriedades geométricas e mecânicas das secções usadas no programa de cálculo SAP2000. As propriedades geométricas consideradas no Quadro 3 têm em consideração o beff e são referentes apenas a uma viga do tabuleiro.

Quadro 3 – Propriedades geométricas equivalentes a uma viga do tabuleiro considerando o beff.

Secção	Propriedades Geométricas				
	Ycg <sub>sup</sub> (m)	Ycg <sub>inf</sub> (m)	Área (m <sup>2</sup> )	I <sub>yy</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>zz</sub> (m <sup>4</sup> )
Apoio 0.8	-0.832	1.768	4.053	2.374	3.617
Apoio 1.4	-0.987	1.613	5.385	3.412	4.876
Vão Intermédio	-0.703	1.897	4.998	2.735	12.736
Vão Extremo	-0.707	1.893	4.960	2.724	12.231

Quadro 4 – Materiais

Material	Elemento	Classe
Betões	Tabuleiros	C30/37
Aço	Armaduras ativas	Cordões da classe 1670/1860 e barras da classe 835/1030
	Armaduras passivas	A 400 NR

#### 4.1.2 EUROCÓDIGOS CONSIDERADOS

A filosofia de segurança adotada neste trabalho baseia-se no disposto nos Eurocódigos, nomeadamente:

Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de Estruturas (NP EN 1990, 2009);

Eurocódigo 1 – Ações em estruturas (NP EN 1991-1-5, 2009);

Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de Betão (NP EN 1992-1-1, 2010);

#### 4.1.3 QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

Segundo os Eurocódigos existem três tipos de ações a ter em conta para o dimensionamento das estruturas:

- Ações permanentes
- Ações variáveis
- Ações acidentais

##### 4.1.3.1 AÇÕES PERMANENTES

As ações permanentes atuam durante toda a vida da estrutura e incluem: o peso próprio dos elementos estruturais (PP), dos elementos não estruturais (RCP-restantes cargas permanentes) e a tensão instalada nos cabos de pré-esforço.

##### **Peso próprio dos elementos estruturais**

Elementos em Betão Armado:  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

O tabuleiro do viaduto em análise é constituído pela laje de betão, carlingas e longarinas.

##### **Restantes cargas permanentes (RCP)**

As restantes cargas permanentes, para largura total do tabuleiro, incluem o separador New Jersey que está disposto apenas na ponta das consolas interiores, o tapete betuminoso, os elementos na zona dos passeios incluindo o próprio passeio, a viga de bordadura, guarda-corpos, lancil e as guardas de segurança.

Quadro 5 – Resumo das restantes cargas permanentes por tabuleiro.

Elemento	RCP (kN/m)
Viga Bordadura	2.75
Passeio	0.96
Guarda-Corpos	0.50
Lancil	1.13
Guardas de segurança	0.50
Separador	6.00
Tapete	79.80
Total	92.00

### Efeitos diferidos

Deformações devidas à fluência e retração provocam forças que são diretamente proporcionais à rigidez dos elementos e assim extremamente sensíveis a alguma variação nestes. Tanto a retração como a fluência provocam extensões que, se relacionadas com os coeficientes de dilatação térmica, são em termos práticos comparadas com reduções lentas e uniformes de temperatura. Os efeitos da retração e fluência do betão, não foram considerados neste modelo, tendo em conta que nesta fase adiantada de vida de utilização da estrutura (aproximadamente 30 anos), a maior parte dos esforços devidos à retração e fluência já ocorreram. Portanto, considerou-se uma redistribuição dos esforços na estrutura aproximando-se estes daqueles que ocorreriam no caso da construção instantânea da obra.

### Pré-esforço longitudinal

O pré-esforço aderente longitudinal, apesar de ser uma ação variável no tempo, deve ser considerada como uma ação permanente uma vez que este tende para um valor limite num prazo relativamente curto à escala da vida da estrutura.

A utilização das armaduras ativas tem como objetivo a eliminação dos esforços de tração no betão, isto é, a satisfação da condição de descompressão ( $\sigma_c \leq 0$ ) para a combinação de serviço quase-permanente.

Esta ação foi introduzida no modelo de cálculo com recurso ao traçado teórico do cabo, equivalente aos cabos projectados com a força total de pré-esforço útil final ( $P_\infty$ ), tendo em consideração todas as perdas, isto é, perdas instantâneas e perdas diferidas.

Como se pode ver a Fig. 4.5, retirada do programa SAP2000, introduziram-se no programa de cálculo as excentricidades correspondentes aos pontos notáveis dos troços parabólicos (2º grau), isto é, “*Start of Tendon*”, “*Parabola Intermediate Point*” e “*Parabola End Point*”. Estes pontos foram retirados a partir das equações das parábolas ao longo do traçado teórico.

Com as coordenadas dos pontos notáveis e a força de puxe, o programa tem a capacidade de calcular todas as cargas equivalentes devidas ao pré-esforço.



**Tendon Data For Line Object 2000**

Point ID	Segment Type From Point (n-1) to Point(n)	X Coord m	Y Coord m	Z Coord m
2	Parabola Intermediate Point	11.6	10.3	-1.743
1	Start of Tendon	0.	10.3	0.047
2	Parabola Intermediate Point	11.6	10.3	-1.743
3	Parabola End Point	26.1	10.3	0.1737
4	Parabola Intermediate Point	29.	10.3	0.837
5	Parabola End Point	32.6	10.3	0.093
6	Parabola Intermediate Point	47.	10.3	-1.747
7	Parabola End Point	61.4	10.3	0.093
8	Parabola Intermediate Point	65.	10.3	0.837

Notes: 1. Parabolic and circular "intermediate point" segments use points (n-1), (n) and (n+1).  
2. Parabolic and circular "end point" segments use points (n-2), (n-1) and (n).

**Tendon Layout Display**

Double Click Picture For Expanded Display   Refresh Plot   Show Table...

Mouse Pointer Location: Distance   X   Y   Z  
20.7093   24.634

**Tendon Layout Display Options**

☐ Show X-Y Axes  
☒ Show X-Z Axes  
☐ Show Y-Z Axes

**Snap Option**

☐ No Snap  
☒ Snap To Tendon

**Units**  
KN, m, C

**Move**  
Move Tendon...

**Tendon End Point Objects**  
+End 138  
-End 274

**Tendon Section**  
Cabo   Add...   Show...

**Tendon Loads**  
Yes, 1   Add...   Show...

**Tendon Local Axes Angle**  
0.   Modify...

**Max. Tendon Discretization**  
Length 0.1

**Group Loaded By Tendon**  
ALL

**Coordinate System**  
GLOBAL

OK   Cancel

Fig. 4.5 – Dados a introduzir no SAP2000, v 14 na aplicação do pré-esforço (3D)

#### 4.1.3.2 AÇÕES VARIÁVEIS

As ações variáveis atuam com variabilidade no tempo e no espaço. Neste trabalho considerou-se a sobrecarga rodoviária (carga distribuída e veículos-tipo) e variações de temperatura uniforme e diferencial.

#### Sobrecarga rodoviária

Para a definição da ação das sobrecargas rodoviárias é necessário recorrer à norma EN 1991-2 onde são caracterizados 4 modelos de cargas diferentes ("load models"): LM1; LM2; LM3 e LM 4.

LM1 – Cargas concentradas e uniformemente distribuídas, que cobrem a maioria dos efeitos do tráfego rodoviário, ligeiro e pesado. Este modelo é usado tanto para as verificações gerais como locais.

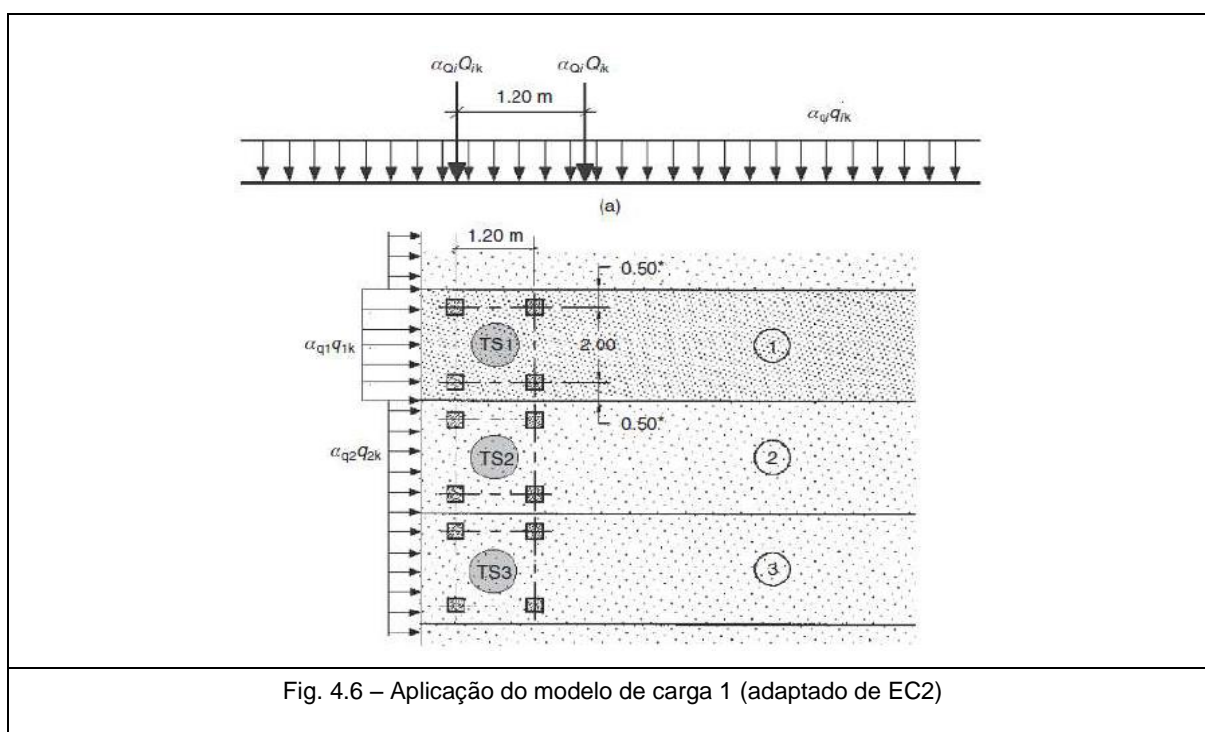
LM2 – Carga de eixo único aplicada em específicas áreas de contacto dos pneus que cobre os efeitos dinâmicos do tráfego normal em curtos membros estruturais.

LM3 – Um conjunto de pares de cargas por eixo que representam veículos especiais (por exemplo, transporte industrial) que podem transitar em vias que permitem cargas muito elevadas. Tem como propósito verificações gerais e locais.

LM4 – Carga de multidão, usada apenas para verificações gerais. (carga particularmente relevante para pontes localizadas em ou próximas de aglomerados urbanos, caso os seus efeitos não tenham sido cobertos pelo LM1)

O modelo LM1 estipula que as diferentes cargas atuam em vias fictícias (“*national lane*”), independentes daquelas estipuladas no perfil transversal. Estas vias fictícias têm três metros de largura e são distribuídas em todas as zonas do tabuleiro em que podem circular veículos (incluindo possíveis bermas). Em cada verificação a posição destas vias pode mudar, com o intuito de tornar a verificação o mais penalizante possível para o elemento em causa.

O LM1 é constituído por cargas concentradas (TS ou *Tandem System*), e cargas uniformemente distribuídas (UDL ou *Uniformly Distributed load*). O TS representa três veículos tipo, cada um atuando numa via fictícia, estes partilham a mesma geometria mas possuem cargas diferentes. A UDL atua em toda a largura das vias fictícias, também com valores diferentes que dependem da via em causa. A Fig. 4.6 representa a geometria do TS, particularmente importante para verificações locais, bem como um resumo dos valores característicos de cada carga.

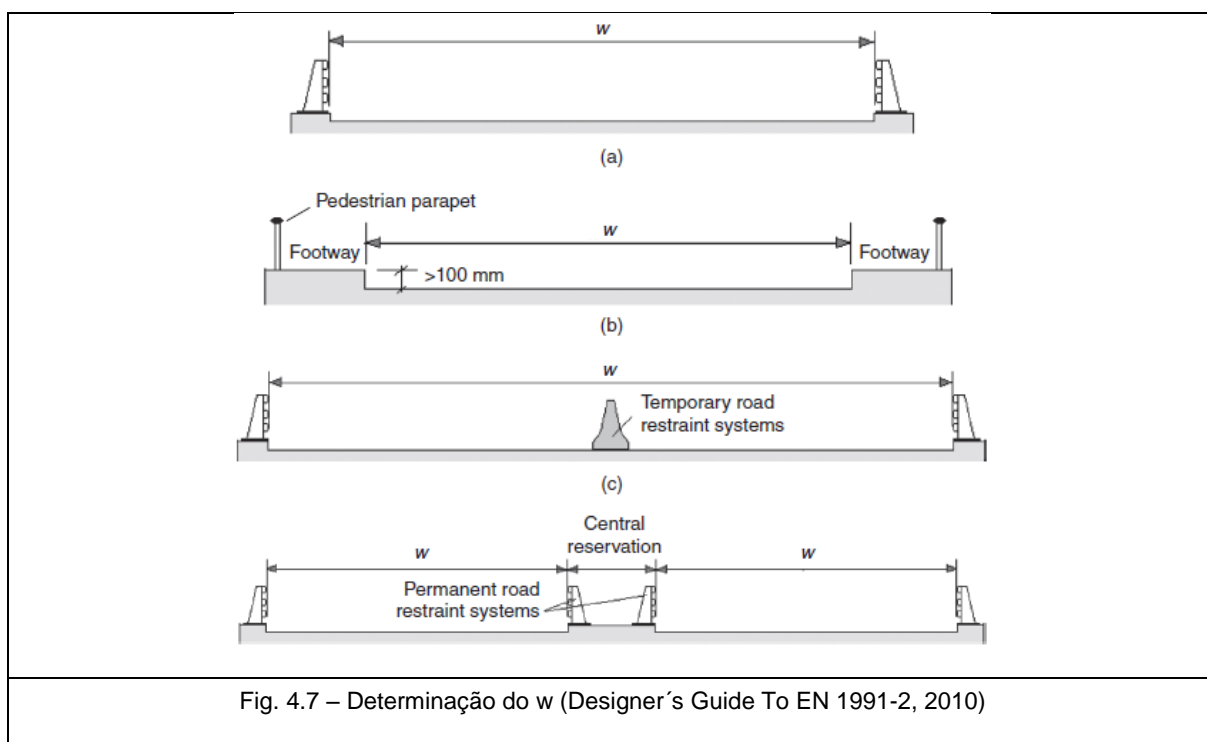


Para a aplicação dos vários modelos de carga, o primeiro conceito é a divisão da faixa de rodagem em vias fictícias como o indicado no Quadro 6. Esta faixa de rodagem é medida entre os limites de circulação dos veículos automóveis ou entre lancis que deverão ter uma altura mínima recomendada de 100 mm.

Quadro 6 - Vias fictícias (adaptado de Tabela 4.1 do EC2)

Largura da via $W$	Número de vias fictícias	Largura da via fictícia $W$	Largura de área restante
$W < 5.4 \text{ m}$	$nl=1$	3 m	$W - 3\text{m}$
$5.4 \text{ m} \leq W < 6 \text{ m}$	$nl=2$	$\frac{W}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq W$	$nl=Int(\frac{W}{3})$	3 m	$W - 3 \times nl$

Nota Por exemplo, para uma largura de tabuleiro de 11m  
 $nl=Int(\frac{W}{3})=3$ , e a largura da área restante é  $11-3 \times 3=2\text{m}$ .



O tabuleiro em estudo, tem um  $w=17.4$  metros, implica que  $nl=5$ , largura da via fictícia= 3 metros e largura da área restante é de  $17.4 - (3 \times 5) = 2.4$  metros.

Com o cálculo acima referido podemos saber em quantas vias vamos ter de aplicar/considerar os veículos tipo da EN 1991-2 (EC1).

## LM1

(a) Cargas concentradas de duplo eixo (TS: tandem system), cada eixo com o seguinte peso  $\alpha_Q Q_k$  onde o fator de ajustamento é  $\alpha_Q$

- Não mais do que um sistema paralelo TS deve ser considerado por via fictícia;
- Apenas sistemas paralelos completos devem ser considerados;
- Para a avaliação dos efeitos gerais, deve-se assumir que cada sistema paralelo (TS) percorre centralmente as vias fictícias ao longo dos seus eixos;
- Cada eixo do sistema paralelo deve ser considerado com duas rodas idênticas, sendo que assim a carga por roda é igual a  $0.5\alpha_Q Q_k$
- Cada superfície de contacto de cada roda é assumida como um quadrado de 0.40 metros de lado.

(b) Cargas uniformemente distribuídas (UDL system) com o seguinte peso por metro quadrado em cada via fictícia  $\psi_q q_k$ , onde  $\psi_q$  é fator de ajustamento. Atuam em toda a largura das vias fictícias, também com valores diferentes que dependem da via em causa.

Os valores de  $\psi_q$  e  $\psi_Q$  são fornecidos no Anexo Nacional na classe de tráfego. A obra de arte em análise está assente numa área onde existe alguma probabilidade de trânsito de veículos pesados, assim, de um modo conservativo as cargas por eixo e uniformemente distribuídas serão afectadas por coeficientes correspondente à classe 1 presentes no Quadro 7.

Quadro 7 - Valores recomendados de  $\psi_q$  e  $\psi_Q$  (adaptado de EC2).

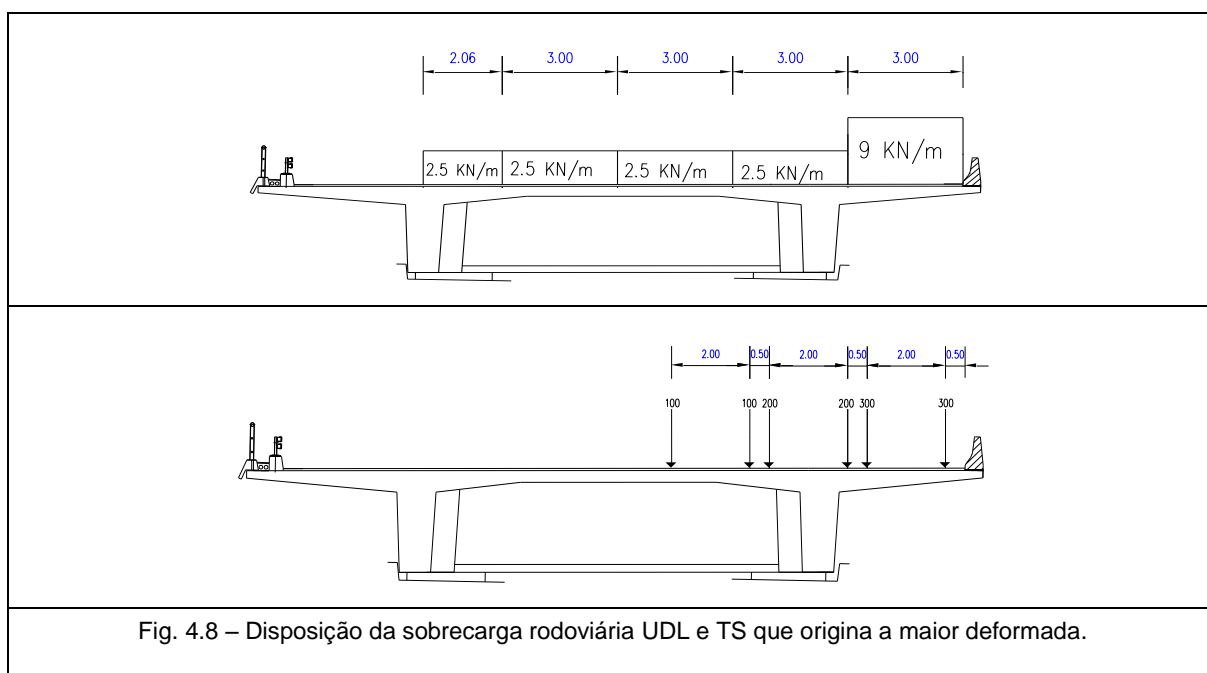
	$\alpha_{Q1}$	$\alpha_{Qi \ i \geq 2}$	$\alpha_{ql}$	$\alpha_{qi \ i \geq 2}$	$\alpha_{qr}$
Classe 1	1	1	1	1	1
Classe 2	0.9	0.8	0.7	1	1
Classe 3	0.8	0.5	0.5	1	1

Os valores característicos de  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$  para LM1, com amplificação dinâmica incluída, são apresentados no Quadro 8.

Quadro 8 - Valores das cargas concentradas e uniformemente distribuídas (adaptado de EC2).

Localização	TS $Q_{ik}$ (KN)	UDL $q_{ik}$ (KN/m <sup>2</sup> )
Via Número 1	300	9
Via Número 2	200	2.5
Via Número 3	100	2.5
Outras Vias	0	2.5
Restante área ( $q_{rk}$ )	0	2.5

Apresenta-se em seguida na Fig. 4.8, o diagrama de cargas transversal que foi usado na análise do modelo longitudinal representa transversalmente as cargas dispostas na plataforma de rodagem do tabuleiro. Para a disposição das sobrecargas rodoviárias estudadas teve-se em conta a situação mais desfavorável para a estrutura, esta disposição é a que maximiza os esforços na viga do tabuleiro.



Tendo em consideração o disposto em EN 1991-2:2003, LM1, ponto (6) b), como no viaduto em estudo os vãos são superiores a 10 metros, cada TS por via foi considerado em apenas um eixo com o valor total das respetivas duas cargas, isto é, na via número um:  $2 \times 300 = 600 \text{ kN}$ , na via número dois:  $2 \times 200 = 400 \text{ kN}$ , na via número três:  $2 \times 100 = 200 \text{ kN}$ .

### Variação de temperatura ( $\Delta t$ )

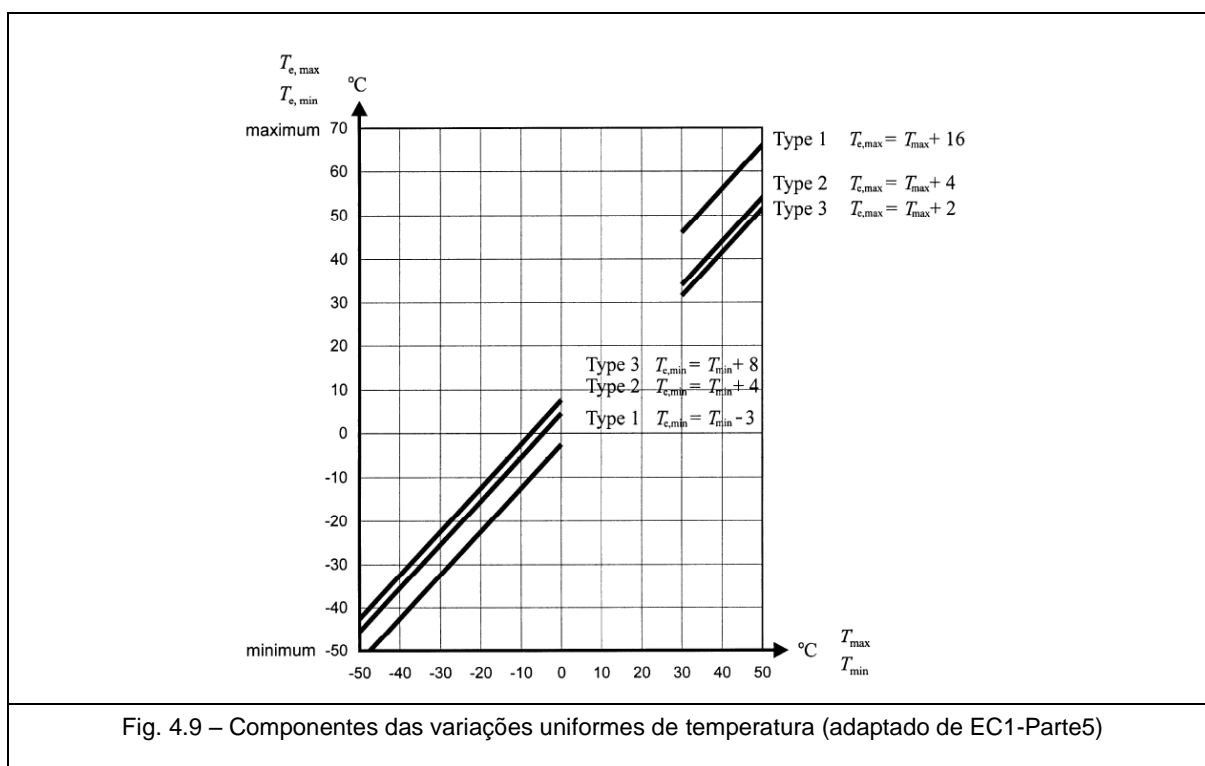
Segundo o Eurocódigo1, Parte 5, que define a ação da temperatura em estruturas, as ações térmicas são classificadas como ações variáveis. Na cláusula 6.1.1 do mesmo, para se analisar as variações de temperatura em pontes agrupam os tabuleiros em três tipos, no qual o viaduto em estudo está inserido no tipo 3, “tabuleiro de betão: laje vigada”.

Os valores representativos das ações térmicas deverão ser avaliados a partir da componente da variação uniforme da temperatura e da componente da variação diferencial de temperatura.

### Variação uniforme de temperatura

Esta temperatura está dependente das temperaturas mínima e máxima à sombra que uma ponte pode atingir e que devido à sua alternância provoca uma variação de comprimento dos seus elementos. Assim é necessário o seu conhecimento prévio de modo a calcular os esforços devidos a esta ação.

Deverão ser determinadas as componentes das variações uniformes de temperatura mínima e máxima das pontes,  $T_{e.min}$  e  $T_{e.max}$  correspondentes, segundo a Fig. 4.9.



No entanto está disposto na EN1991-1-5 (Anexo Nacional) que em Portugal deve ser usada a “Abordagem 1”, para estruturas de betão (tipo 3) e para as condições climáticas de Portugal os valores de  $T_{e,max}$  e  $T_{e,min}$  podem ser considerados iguais, respectivamente, a  $T_{max}$  e a  $T_{min}$ :

$$T_{e,max}(Tipo3) = T_{max} = 40^{\circ}\text{C} \quad (4.1.4)$$

$$T_{e,min}(Tipo3) = T_{min} = 0^{\circ}\text{C} \quad (4.1.5)$$

Este viaduto está inserido na localização do Porto, logo pertence à zona B.

$$T_{N,con} = T_{e,min} = T_0 = 15^{\circ}\text{C} \quad (4.1.6)$$



$$T_{N,exp} = T_{e,max} = T_0 = 40^{\circ}\text{C} \quad (4.1.7)$$

Assume-se  $T_0$  igual a  $15^{\circ}\text{C}$  uma vez que não é possível prever a temperatura inicial  $T_0$  de um elemento estrutural e este valor aproxima-se da temperatura média anual no concelho do Porto pelo que existe maior probabilidade de ser esta a temperatura real inicial da obra e ao mesmo tempo a temperatura média durante a construção da obra.



### Variação diferencial de temperatura

Ao longo de um determinado intervalo de tempo o aquecimento e arrefecimento da superfície superior do tabuleiro de uma ponte provocam valores máximos, ora positivos (superfície mais quente) ora negativos (superfície inferior mais quente) de uma variação diferencial de temperatura.

Na quantificação das ações térmicas diferenciais, na direção vertical, foram usados os valores do anexo nacional, considerando-se a “Abordagem do tipo 1”. Assim, é necessária a definição dos valores das variações diferenciais positivas  $T_{M,heat}$  e variações diferenciais negativas  $T_{M,cool}$ . Os valores recomendados para os tabuleiros de betão (tipo 3) são os seguintes:

-   $T_{M,heat}$  ●15°C - Superfície superior mais quente
-   $T_{M,cool}$  ●8°C - Superfície superior mais fria

No entanto, para se efectuar a combinação de ações correspondentes às variações uniforme ( $W_N$ ) e diferencial ( $W_M$ ) de temperatura considera-se os seguintes fatores:

-   $W_N$  ●0.8
-   $W_M$  ●0.8

Consoante se trate de condições de Verão, ou de condições de Inverno, devem ser consideradas as seguintes combinações de ações:

 Condições de Verão:

$$T_{M,heat} + W_N + T_{N,exp} \quad (4.1.8)$$

$$T_{N,exp} + W_M + T_{M,heat} \quad (4.1.9)$$

 Condições de Inverno:

$$T_{M,cool} + W_N + T_{N,con} \quad (4.1.10)$$

$$T_{N,con} + W_M + T_{M,cool} \quad (4.1.11)$$

#### 4.1.3.3 AÇÕES ACIDENTAIS

As ações acidentais normalmente são de curta duração mas com intensidade significativa, com pequena probabilidade de ocorrência numa dada estrutura durante o tempo de vida útil do projeto, estas ações dependem da sua localização, como por exemplo a ação sísmica.

Neste trabalho não se considerou qualquer tipo de ação acidental.

#### 4.1.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As combinações de serviço, ELS, devem garantir o bom funcionamento da estrutura durante o seu tempo de vida útil, isto é, evitar problemas devido a deformações, fendilhação e degradação visual da obra. Já as combinações que visam assegurar a integridade e não colapso desta, são as que correspondem ao estado limite último, ELU. Neste subcapítulo mostra-se como as ações apresentadas previamente são utilizadas para fazer as combinações a ter em conta em cada verificação do viaduto.

##### 4.1.4.1 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS)

Nas verificações ao estado limite de serviço, as combinações de ações utilizadas são passíveis de atuar na estrutura durante a sua vida útil ao contrário do que acontece nos estados limite últimos. É com os valores retirados das combinações de estados limite de serviço que se efetuam as verificações de deformação e fendilhação da estrutura, por exemplo. Estas visam o bom comportamento da estrutura às ações normais de funcionamento, durante o seu tempo de vida útil.

Valores representativos das ações variáveis:

- O valor de combinação, representado pelo produto  $\Theta_0 Q_k$ , utilizado para a verificação de estados limites últimos e de estados limites de utilização irreversíveis;
- O valor frequente, representado pelo produto  $\Theta Q_k$ , utilizado para verificação de estados limites últimos envolvendo ações de acidente e para verificação de estados limites de utilização reversíveis;
- O valor quase-permanente, representado pelo produto  $\Theta_2 Q_k$ , utilizado para a verificação de estados limites últimos envolvendo ações de acidente e para a verificação dos estados limites de utilização reversíveis. Os valores quase-permanentes são também utilizados para o cálculo dos efeitos a longo prazo.

Na verificação longitudinal do tabuleiro aos estados limites de serviço, verificou-se a segurança em relação ao estado limite de descompressão (nas peças pré-esforçadas) para a combinação quase-permanente.

Como o seu nome indica, esta combinação admite um carregamento presente na estrutura durante a maior parte do seu tempo de vida útil. Esta combinação é geralmente utilizada para efeitos a longo prazo e para a aparência da estrutura.



Segundo as Normas Europeias, e verificando-se o estado limite de descompressão, tendo em consideração as cargas permanentes, o pré-esforço e a temperatura com um coeficiente de redução pelo valor de  $\psi_2=0.5$ , utilizou-se a seguinte expressão:

$$\sum_j (G_{kj,sup} + G_{kj,inf}) + P_k + 0.5T_k \quad (4.1.12)$$

$G_{kj,sup}$  – valor característico superior da ação permanente j;

$G_{kj,inf}$  – valor característico inferior da ação permanente j;

$P_k$  – valor característico de uma ação de pré-esforço;

$T_k$  – ação da temperatura.

Quadro 9 - Combinações quase-permanentes consideradas e respetivos valores de majoração.

Combinação	Ação Base	PP+RCP	TEMP
Quase-permanente	1 V. Uniforme Temp (+)	1	0.5
	2 V. Uniforme Temp (-)	1	0.5
	3 V. Diferencial Temp (+)	1	0.5
	4 V. Diferencial Temp (-)	1	0.5

#### 4.1.4.2 ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)

De acordo com o Eurocódigo 0, estas combinações do estado limite último subdividem-se em vários conjuntos:

- Combinações de equilíbrio estático (EQU);
- Combinações de projeto e dimensionamento de membros estruturais (STR);
- Combinações para situações de projeto acidentais;
- Combinações para situações de projeto sísmicas;

Para a análise do tabuleiro foi considerada a combinação de projeto e dimensionamento de membros estruturais (STR). Estas combinações têm como objectivo o estudo e verificação da estrutura de modo a evitar a rotura ou deformação excessiva desta ou dos elementos estruturais, sendo por isso as combinações mais relevantes para o dimensionamento estrutural. A equação que as define é semelhante às das combinações EQU, no entanto os coeficientes parciais são diferentes.

■ Com a ação variável de base sobrecarga rodoviárias:

$$S_j = (1.35G_{kj,sup} + 1.00G_{kj,inf}) + \alpha P_k + 1.35(TS + UDL + q_{fk}^*) + 1.5 \Theta 0.6F_{wk,traffic} \quad (4.1.13)$$

■ Com a ação variável de base temperaturas:

$$S_j = (1.35G_{kj,sup} + 1.00G_{kj,inf}) + \alpha P_k + 1.5T_k + 1.35(0.75TS + 0.4UDL + 0.4q_{fk}^*) \quad (4.1.14)$$

$G_{kj,sup}$  – valor característico superior da ação permanente j;

$G_{kj,inf}$  – valor característico inferior da ação permanente j;

TS – Tandem System (Cargas concentradas);

UDL – Uniform Distributed Load (Carga distribuída);

$P_k$  – valor característico de uma ação de pré-esforço;

$\alpha$  – Coeficiente parcial relativo às ações associadas o pré-esforço;

$F_{wk,traffic}$  – valor característicos da ação do vento

$q_{fk}^*$  – Sobrecarga nos passeios;

$\alpha$  – Coeficientes de majoração;

$\Theta$  – Coeficiente de redução para as restantes ações variáveis.

A verificação da segurança é respeitada quando os esforço atuantes, representados por  $E_d$ , são inferiores aos esforços resistentes, representados por  $R_d$ .

Os coeficientes de majoração ( $\alpha$ ) e de redução ( $\Theta$ ) utilizados neste trabalho são apresentados no Quadro 10 em seguida:

Quadro 10 – Coeficientes de majoração ( $\alpha$ ).

Coeficientes de majoração	Desfavorável $G_{k,j,sup}$	Favorável $G_{k,j,inf}$
Cargas permanentes	1.35	1.00
Sobrecarga rodoviária	1.35	0
Variações térmicas	1.50	0

Quadro 11 – Coeficientes de redução ( $\phi$ ).

Ação	$\phi$
LM1	TS 0.75
	UDL 0.40

Assim, no geral as cargas permanentes atuam com  $\gamma=1.00$  ou  $1.35$  e a sobrecarga atua apenas quando o seu efeito é desfavorável conforme cada verificação, ou seja,  $1.35$  nessa zona e  $1.00$  nas restantes. A ação térmica, devido às suas variações poderem ser positivas ou negativas, tem sempre uma componente que é desfavorável, mas em geral produz esforços inferiores à ação sobrecarga. Assim os coeficientes geralmente adotados para a ação térmica são:  $1.5$  e  $0.6$ . Neste trabalho analisaram-se os esforços devido às variações de temperatura para a análise longitudinal.

#### 4.1.5 CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

Foram considerados os problemas associados aos dois estados limites: Estados Limites Últimos (ELU) e Estados Limites de Serviço (ELS).

Nos estados limites últimos, regra geral, é necessário verificar para as secções críticas dos elementos estruturais, que os esforços devido às ações de cálculo são inferiores aos esforços resistentes.

A verificação de segurança nos estados limites de serviço, consiste em garantir que certas grandezas não ultrapassam um determinado valor, quando a estrutura se encontra em serviço. Os valores limites são estipulados para garantir o bom funcionamento da estrutura em serviço, e assegurar que esta cumpre os objectivos para a qual foi projetada.

No entanto, ao contrário do que acontece nos ELU, é possível que estes esforços sejam ultrapassados em alguma fase da vida da estrutura, já que isto não implica uma rotura ou colapso da estrutura.

##### 4.1.5.1 ANÁLISE DA SEGURANÇA EM RELAÇÃO AO ESTADO LIMITE DE DESCOMPRESSÃO SEM REFORÇO

Para a análise da segurança em relação ao estado limite de descompressão considerou-se a seguinte expressão:

$$\sigma_{ed} = \gamma_{G1} (G_{k, sup} + G_{k, inf}) + \gamma_{P1} P_k + \gamma_T 0.5 T_k \quad (4.1.15)$$

Em que se considerou uma envolvente das cargas permanentes mais o pré-esforço total mais a envolvente das combinações de ações de temperaturas (uniforme e diferencial).

Segundo a norma europeia “Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão”, na verificação aos estados limites de utilização deve proceder-se à limitação de tensões em condições de serviço.

A tensão de compressão no betão deve ser limitada a fim de se evitar a formação de fendas longitudinais, a micro fendilhação ou níveis de fluência elevados, nos casos que possam ter efeitos inaceitáveis para o funcionamento da estrutura. Podem formar-se fendas longitudinais quando o nível de tensões, para a combinação característica de ações, exceder o valor crítico. Deste tipo de fendilhação pode resultar uma redução da durabilidade. A fendilhação deve ser limitada de modo que não prejudique o funcionamento correto ou a durabilidade da estrutura nem tome o seu aspeto inaceitável.

O critério adotado para a segurança em relação ao estado limite de descompressão passou pela limitação das tensões nas secções nas fibras próximas onde passem os cabos de pré-esforço não podem tracionar.

O tabuleiro é pré esforçado na direção longitudinal com uma força útil de  $P_{\infty}=10250$  KN. Assim recorrendo à expressão seguinte, foi possível determinar as tensões nas fibras superiores e nas fibras inferiores para analisar a descompressão do betão. Estas tensões foram calculadas considerando o estado limite de descompressão na combinação quase-permanente referida acima (Equação 4.1.15).

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{A} + \frac{M_{sd_{min/max}}}{I} Y_{sup} \quad (4.1.16)$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{A} - \frac{M_{sd_{min/max}}}{I} Y_{inf} \quad (4.1.17)$$

$P_{\infty}$  – força de pré-esforço a tempo infinito;

A – área da secção;

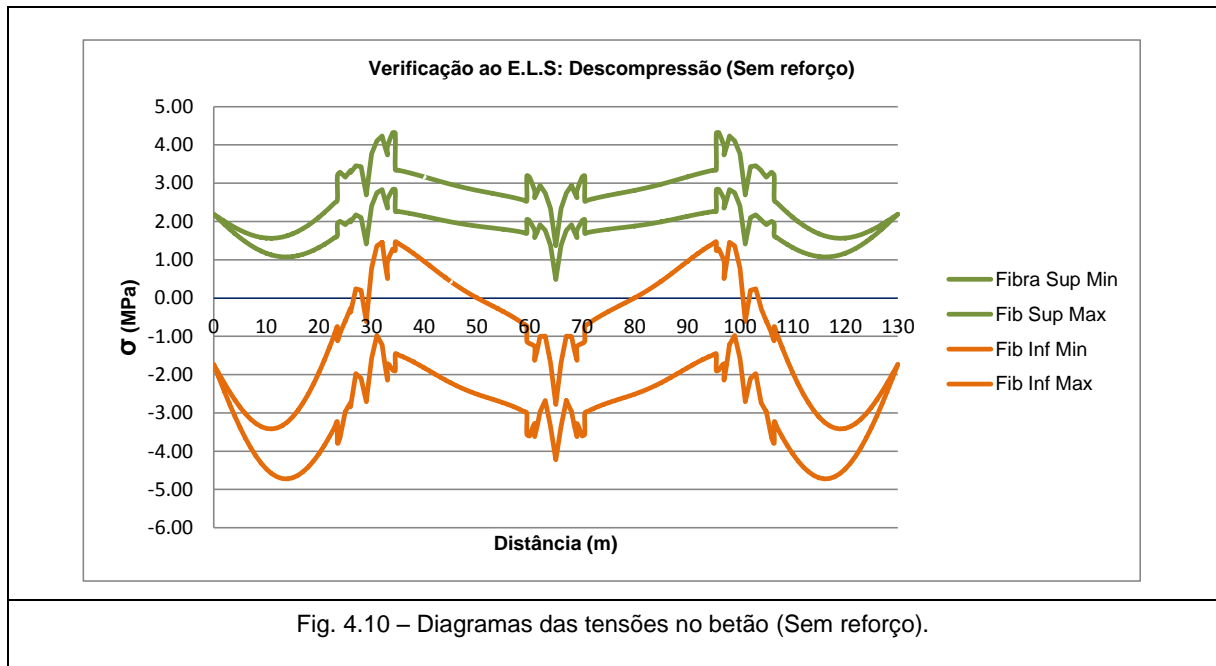
$M_{sd}$  – momentos devidas às ações;

I – inércia da secção;

$Y_{inf}$  – distância do centro de gravidade da secção à fibra inferior;

$Y_{sup}$  – distância do centro de gravidade da secção à fibra superior;

Numa primeira análise do tabuleiro longitudinal, apresentam-se em seguida os diagramas referentes à descompressão do betão



Na Fig. 4.10 representam-se as tensões nas secções estudadas. As tensões de compressão nas fibras inferiores estão representadas no eixo vertical negativamente enquanto as tensões de compressão nas fibras superiores estão representadas positivamente.

Assim, pode-se concluir como ilustra na figura acima, na zona dos vãos intermédios (entre os 30 a 50 metros e entre os 80 a 100 metros), as tensões na fibra inferior das secções encontram-se tracionadas,  $\sigma_{\text{inf (max)}} = 1.5 \text{ MPa}$ , pelo que não se verifica o estado limite de descompressão, evidenciando a necessidade de reforço.

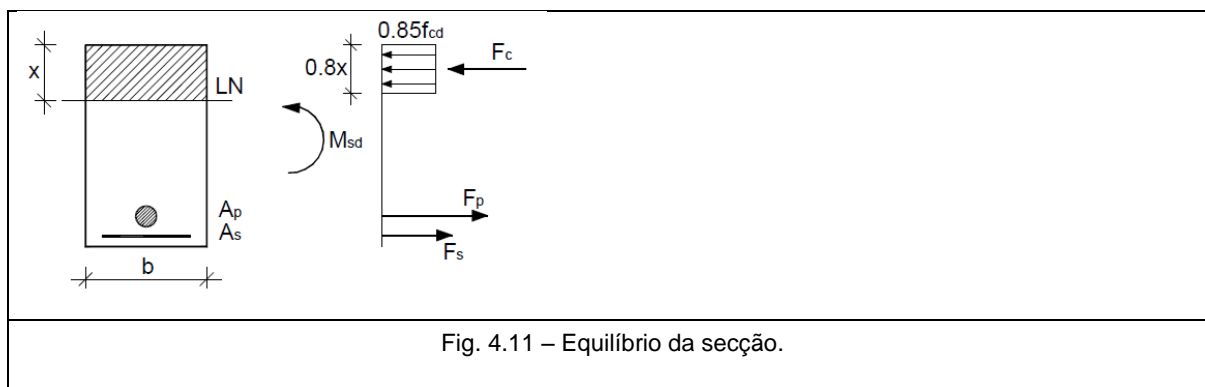
#### 4.1.5.2 ANÁLISE DA SEGURANÇA EM RELAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO SEM REFORÇO

Em relação ao Estado Limite Último é necessário realizar a verificação da resistência à flexão e esforço transversal das diferentes secções.

##### Flexão

A verificação da resistência é efetuada recorrendo ao cálculo por flexão, utilizando o bloco de tensões rectangular (Fig. 4.11), considerando-se o pré-esforço totalmente do lado da resistência (pré-deformação do aço que é considerado como parte integrante da peça contribuindo para a sua resistência).

Segundo o NP EN 1992-1-1 (2010) cláusula 3.1.6, o valor de  $\alpha_{cc}$  – coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à compressão e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada – poderá situar-se entre 0.8 e 1.0. Adotou-se um valor de  $\alpha_{cc} = 0.85$  tendo por base o equilíbrio de secção na figura seguinte (adoptado de Marchão e Appleton, 2013).



$$F_c = 0.85 f_{cd} \cdot 0.8x \cdot b \quad (4.1.18)$$

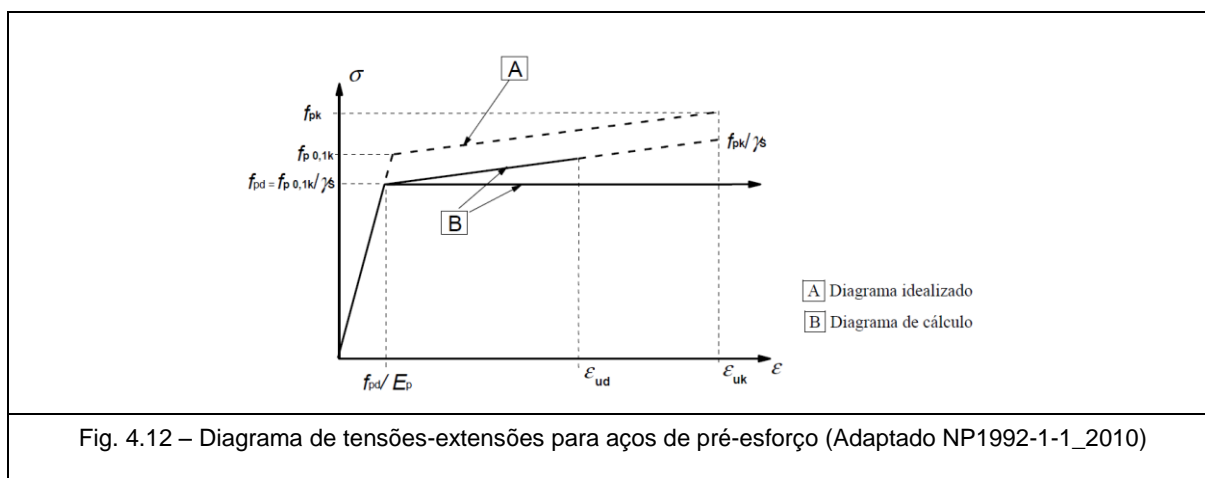
$$F_p = A_p \cdot f_{pd} = A_p \cdot \frac{f_{p0,1k}}{1.15} \quad (4.1.19)$$

$$F_s = A_s \cdot f_{yd} \quad (4.1.20)$$

Através das equações de equilíbrio,

- i. Equilíbrio de momentos ( $\sum M_{As} = M_{sd} \cdot x \dots$ )
- ii. Equilíbrio de forças ( $\sum F = 0 \Rightarrow F_c = F_p + F_s \Rightarrow M_{rd} \dots$ )

A Fig. 4.12 ilustra o diagrama a das tensões-extensões do aço típico de pré-esforço que foi o considerado. No programa de cálculo considerou-se na combinação ao estado limite último o momento atuante acrescido do momento hiperestático do pré-esforço, visto ter-se considerado a verificação da capacidade da secção com o pré-esforço do lado da resistência.



Assim sendo, o momento de cálculo atuante é dado por:

$$M_{sd} = M_g + M_q + M_{p,hiper} \quad (4.1.21)$$

$$M_{p,hiper} = M_{p,Total} - M_{p,isostático} \quad (4.1.22)$$

$$M_{p,hiper} = \eta_p M_{p,hiper} \quad (4.1.23)$$

$$M_{Rd} = \eta_{sd} M_{sd} \quad (4.1.24)$$

O momento atuante, para além do momento exterior, tem ainda a contribuição do momento hiperestático. Visto que em estruturas hiperestáticas existirem reações quando não existem cargas exteriores aplicadas, “criando” um momento que se tem de atender nos momentos atuantes ( $M_{sd}$ ). Concluindo, o valor representativo tomado para a força de pré-esforço na verificação da capacidade resistente da secção correspondente apenas à parcela isostática, tomada como esforço resistente. A parcela hiperestática é considerada como atuante.

Segundo a cláusula 2.4.2.2 do EC2-1-1, na maioria dos casos o pré-esforço destina-se a ter um efeito favorável, devendo, portanto, utilizar-se na verificação ao Estado Limite Último o valor de  $\eta_{p,fav}$ . Na presente verificação considerou-se os coeficientes parciais relativos ao pré-esforço de  $\eta_{p,fav} = 1.0$  no caso da ação resultante do pré-esforço ser favorável e  $\eta_{p,unfav} = 1.2$  para o efeito contrário.

Os resultados do Quadro 9, foram obtidos considerando-se a envolvente das combinações de ações seguintes:

$$\gamma_{f,j} (1.35 G_{kj,sup} + 1.00 G_{kj,inf}) + \eta_{p,k} P_k + 1.35 (TS + UDL) \quad (4.1.25)$$

$$\gamma_{f,j} (1.35 G_{kj,sup} + 1.00 G_{kj,inf}) + \eta_{p,k} P_k + 1.5 T_k + 1.35 (0.75 TS + 0.4 UDL) \quad (4.1.26)$$

As armaduras consideradas para o cálculo dos momentos fletores resistentes são indicadas no Quadro 12.

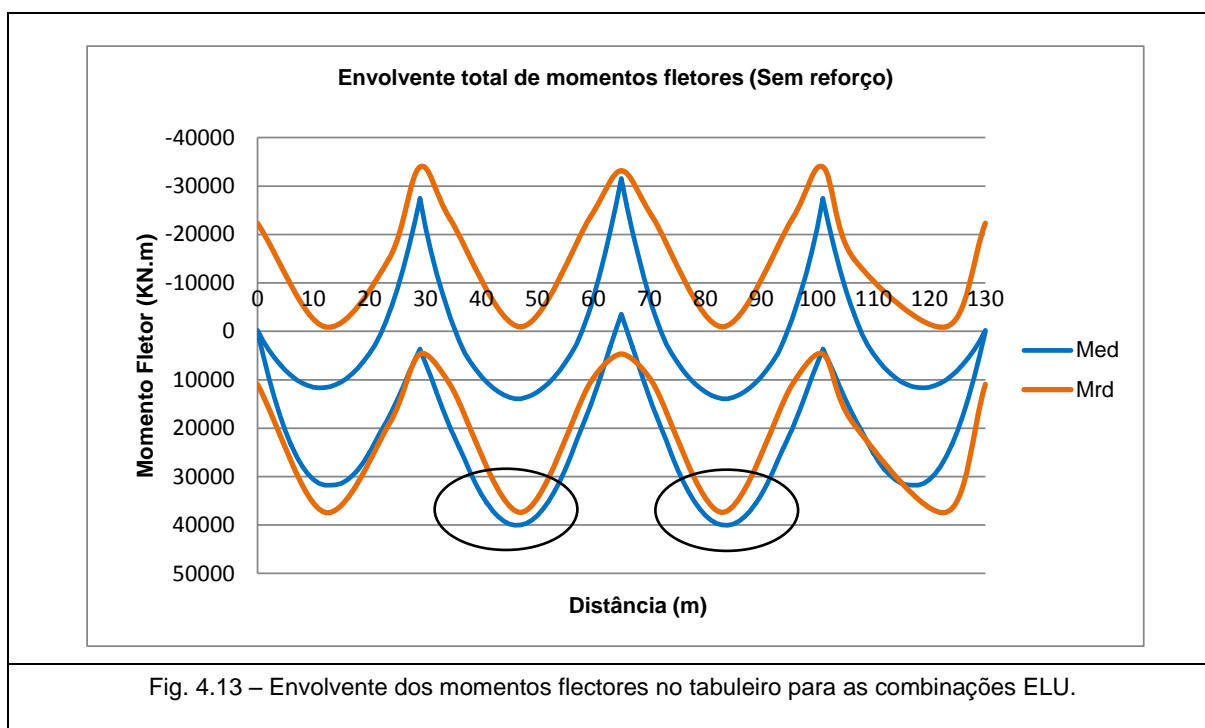
Quadro 12 – Armaduras de momentos fletores.

	Armaduras			
	As,sup (cm <sup>2</sup> )	As,inf (cm <sup>2</sup> )	Asw,sup (cm <sup>2</sup> )	Asw,inf (cm <sup>2</sup> )
Encontros	4Ø16 + 3Ø12 + 1Ø16	8Ø25	13.44	39.28
Vãos	4Ø16 + 3Ø12	6Ø25	11.43	29.46
Sobre os pilares	4Ø16 + 3Ø12 + 1Ø16	8Ø25	13.44	39.28

Quadro 13 – Momentos Fletores (ELU) sem reforço.

Distância (m)	MEd min (kN.m)	MEd max (kN.m)	MRd min (kN.m)	MRd max (kN.m)
0	-221	56	-22329	10965
12	11641	31767	-946	37360
23.5	-3784	17576	-15000	19150
<b>29</b>	<b>-27482</b>	<b>3679</b>	<b>-33928</b>	<b>4697</b>
34.4	-2658	20112	-23205	11005
47	13929	40016	-943	37375
59.5	-5025	15251	-23718	10470
<b>65</b>	<b>-31560</b>	<b>-3571</b>	<b>-33165</b>	<b>4679</b>
70.5	-5025	15251	-23718	10470
83	13929	40016	-943	37375
95.5	-2658	20111	-23205	11005
<b>101</b>	<b>-27482</b>	<b>3679</b>	<b>-33928</b>	<b>4697</b>
106.5	-3784	17576	-15000	19150
123	10002	25866	-946	37360
130	-221	56	-22329	10965





Pela análise do gráfico da Fig. 4.13, envoltório dos momentos flectores, verifica-se que a estrutura necessita de reforço estrutural, principalmente no que concerne aos momentos positivos nos vãos intermédios. Nos vãos intermédios, os esforços atuantes são cerca de 40016 kN.m face aos 37375 kN.m de momentos resistentes. Quanto aos momentos negativos, na zona dos apoios a verificação da segurança está validada com uma margem considerável.

### Esforço transversal

A verificação da resistência ao esforço transversal foi efetuada de acordo com a cláusula 6.2.3 do EC2 (EN 1992-1). A mesma estipula as verificações de segurança a ter em conta na verificação ao esforço transversal. Apresentam-se em seguida as principais considerações especificadas no regulamento de segurança.

No caso em estudo, procedeu-se à verificação nas secções onde existe armadura de esforço transversal, constituída por estribos verticais, portanto o  $V_{Rd,s}$  foi obtido a partir da expressão seguinte:

$$V_{Rd,s} \leq \frac{A_{sw}}{s} Z f_{yd} \cot \theta \quad (4.1.27)$$

Limitando o esforço atuante máximo a:

$$V_{Rd,max} \leq \chi_{cw} b_w Z_{eff} f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (4.1.28)$$

Sendo:

$A_{sw}$  área de secção transversal das armaduras de esforço transversal;

- S espaçamento dos estribos
- $b_w$  menor largura da secção entre os banzos tracionado e comprimido;
- Z braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Na verificação em relação ao esforço transversal numa secção de betão armado sem esforço normal, poderá geralmente utilizar-se o valor aproximado  $Z=0.9d$ ;
- $f_{ywd}$  valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;
- $f_{cd}$  valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
- $\eta$  coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;
- $\alpha_{cd}$  coeficiente que tem em consideração o estado de tensão no banzo comprimido
- $\theta$  ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga ( $\cot\theta=1$ )

O ângulo  $\theta$  deverá ser limitado, os valores de  $\cot\theta$  devem estar entre 1 e 2.5. No presente caso considerou-se a máxima inclinação da armadura de esforço transversal, tirando menos proveito da armadura e um maior proveito do betão à compressão, logo na verificação ao esforço transversal, Fig. 4.14 considerou-se  $\cot\theta=1$ .

Para o cálculo de  $\alpha_{cd}$  o EC2 recomenda para estruturas pré-esforçadas:

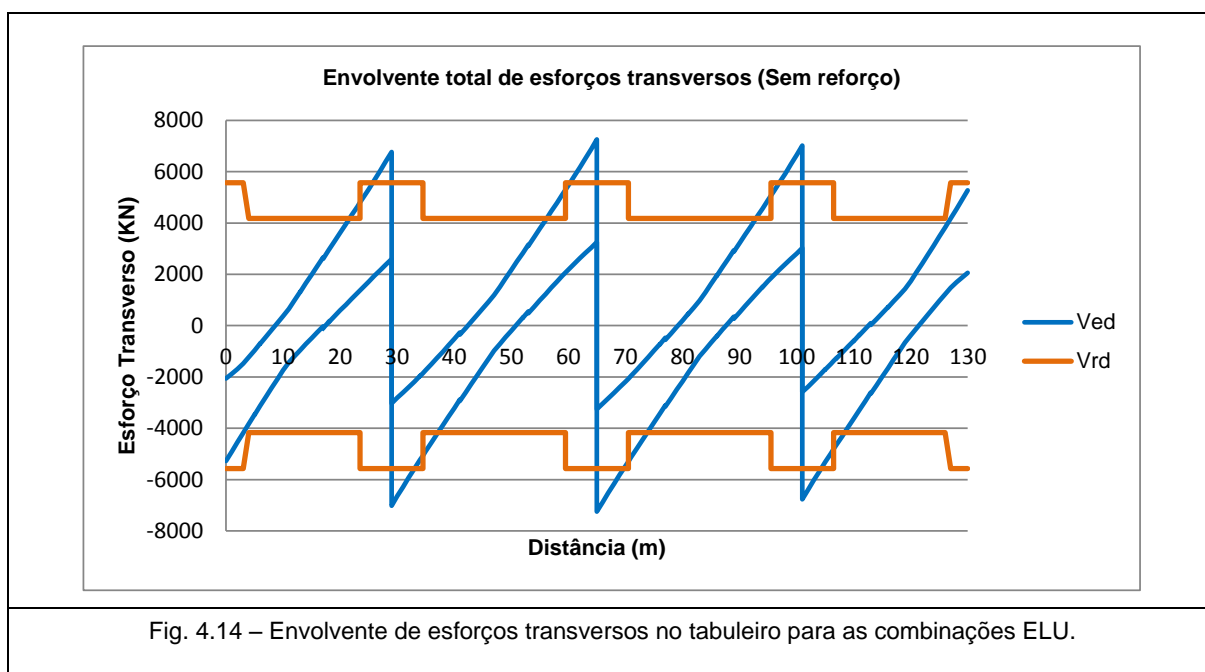
- $(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$  para  $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25f_{cd}$
- 1.25 para  $0.25f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5f_{cd}$
- $2.5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$  para  $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25f_{cd}$

Em que  $\sigma_{cp}$  corresponde à tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal.

A partir das expressões atrás mencionadas e com as características dos materiais e secções, obtém-se o  $\alpha_{cd}$ . O betão do tabuleiro é um betão do tipo C30/37 e  $f_{cd}=21.1MPa$  que está entre 0 e  $0.25f_{cd}$  o que remete para a expressão  $(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$ , obtendo-se assim um  $\alpha_{cd}=1.105$ .

Quadro 14 – Envolvente de esforços transversos.

	Armaduras	$A_{sw}$ (cm <sup>2</sup> )	$V_{Ed}$ (kN)	$V_{Rd}$ (kN)
Encontros	Ø12//0.2 (2r) + Ø12//0.2 (2r)	22.62	5275	5565
Vãos	Ø12//0.2 (2r) + Ø12//0.4 (2r)	16.96	1189	4172
Sobre os pilares	Ø12//0.2 (2r) + Ø12//0.2 (2r)	22.62	7250	5565



Pela análise do gráfico envoltória de esforços transversos, verifica-se que a segurança não está garantida nas zonas dos apoios. De acordo com o disposto no EC2 na cláusula 6.2.1 (8) o valor de esforço transverso atuante poderá ser analisado a uma distância  $d$  (altura útil da secção) da face do apoio. Contudo mesmo com esta consideração não é suficiente para se garantir a segurança.

## 4.2 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DO TABULEIRO NA DIREÇÃO LONGITUDINAL COM REFORÇO

Em face dos resultados apresentados no ponto anterior, optou-se por reforçar o tabuleiro com pré-esforço exterior, para fazer face à deficiência de segurança do tabuleiro em relação ao estado limite de descompressão e ao estado limite último de flexão e esforço transverso. Com efeito, com a aplicação deste tipo de reforço, pré-esforço exterior ao longo das longarinas, consegue-se um aumento da segurança, devido ao efeito na redução dos momentos atuantes e aumento dos resistentes por compressão do tabuleiro, como se explicara neste ponto.

A utilização de pré-esforço em reforços estruturais é uma solução corrente, que permite um reforço ativo, ou seja, é possível aplicar cargas devidas ao pré-esforço na estrutura e aliviar o nível de tensões da mesma. Para além disso o último sistema de pré-esforço exterior desenvolvido e aplicado na actualidade é não aderente que possibilita a substituição e retensionamento dos cordões.

De acordo com (Picard, Massicotte e Bastien 1995), (Rombach 1997), (Burdet e Badoux 2000), as principais vantagens consistem na possibilidade de inspecção, fácil instalação dos cabos, adequada protecção contra a corrosão, menos peso próprio devido à esbelteza da estrutura, menos perdas por atrito, a possibilidade de retensionar ou destensionar os cabos, e por último, a substituição dos cabos de pré-esforço. Estes últimos só são possíveis quando previsto em projecto. Esta técnica também tem sido aplicada na ligação de tabuleiros de pontes, o que promove menores custos de instalação.

As desvantagens subsistem do pré-esforço exterior, que tem traçados exclusivamente rectos onde são transmitidas as cargas devidas ao pré-esforço. Consequentemente há uma baixa eficiência do traçado,

quando comparado com o traçado parabólico do pré-esforço interior. É ainda necessário contabilizar os sobrecustos devido aos vários componentes que constituem o sistema, tais como, vários diâmetros de bainhas, uniões de bainhas, selas de desvio, e por vezes o dimensionamento de ancoragens especiais. A concentração de tensões devido às forças de pré-esforço, leva ao aumento das armaduras ordinárias nos pontos de desvio dos cabos.

No âmbito do reforço de estruturas, normalmente não há maneira de introduzir mais pré-esforço interior nas estruturas, daí que se recorra ao pré-esforço exterior. O uso desta técnica está indicado para ações de reparação e reforço devido à facilidade de montagem, em que o mesmo só necessita de alguns pontos para transmitir a carga de pré-esforço, com a vantagem do cabo exterior à estrutura.

Para além disto, o pré-esforço por não estar aderente, a tensão no aço não corresponde necessariamente na secção de momento máximo, pois como não há conexão de aço com o betão as extensões não são compatíveis, logo existem deslocamentos entre o betão e o aço de pré-esforço. Negligenciando a fricção, o facto do aço deslizar conduz a que haja um aumento de tensão no cabo então esta distribuir-se-á por todo o seu comprimento gerando uma força média. Portanto a força de pré-esforço é constante, e em Estado Limite Último o aço pode estar longe da sua capacidade última de resistente enquanto o betão está em situação última.

Os cabos não aderentes não são utilizados quando a capacidade última resistente é o factor condicionante. São normalmente usados para cargas em serviço (teoria elástica) em vez de a situação última.

#### 4.2.1 QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

As ações consideradas nesta fase são as mesmas apresentadas anteriormente, acrescentando-se a estas a ação do pré-esforço exterior.

Após várias análises de diferentes possíveis traçados do pré-esforço exterior considerou-se a seguinte solução como a mais adequada, dois cabos por longarina de 19 cordões (1,4 cm<sup>2</sup>).

Refere-se que esta solução de reforço não é idêntica à adoptada pelo projetista – dois cabos por longarina de 24 cordões (1,4 cm<sup>2</sup>) com um traçado recto nos tramos extremos e um traçado polinomial nos tramos centrais (ver Fig. 3.10).

Quadro 15 – Propriedades do Pré-esforço exterior.

$E_p$ (GPa)	$f_{dk}$ (MPa)	$f_{p0.1k}$ (MPa)	$A_{\text{cordão}}$ (cm <sup>2</sup> )
195	1860	1670	1.4

Tendo em consideração o EC2-1-1 e cláusula 5.10.2.1, a força máxima aplicada na armadura de pré-esforço recomendada deve ser:

$$P_{\max} \leq A_p \cdot \sigma_{p\max} \quad (4.2.1)$$

Em que:

$$\sigma_{pmax} = \min \left( f_{pk}; k_2 f_{p0,1k} \right) \quad (4.2.2)$$

- $A_p$  área de secção transversal da armadura de pré-esforço
- $\sigma_{pmax}$  tensão máxima aplicada à armadura de pré-esforço
- $P_{max}$  Força máxima aplicada à armadura de pré-esforço na ancoragem ativa.
- $K_1=0.8$
- $K_2=0.9$

Admitindo-se 20% de perdas a força aplicada a tempo infinito, como se verifica na Fig. 4.16, tem um valor total por viga de compressão de 6300 kN que resulta da expressão 4.2.3:

$$F_{h, \infty} = 0.8 \cdot 1860 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 19 \cdot 1.4 \cdot 10^4 \cdot 0.8 = 6300 \text{ kN} \quad (4.2.3)$$

As forças verticais devido ao desvio do cabo de pré-esforço (traçado poligonal) correspondem à seguinte ação:

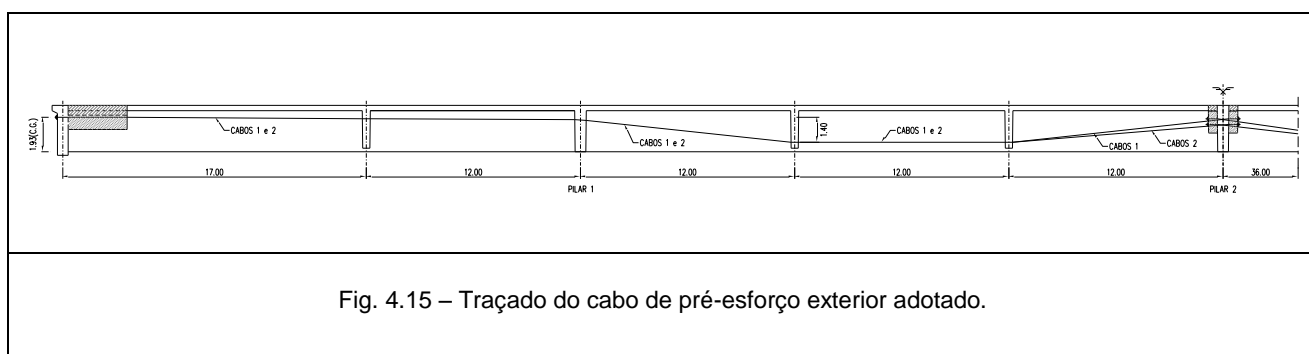
$$F_{v, \infty} = P \cdot \tan \beta = 6300 \cdot 0.65 = 4135 \text{ kN} \quad (4.2.4)$$

$$\tan \beta = \frac{1.4}{2} = 0.65 \quad (4.2.5)$$

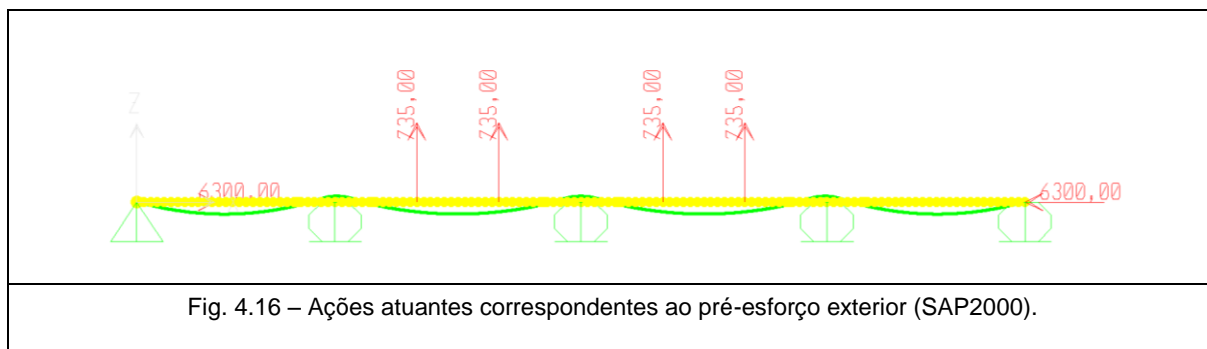
Sendo que  $\beta$  corresponde ao ângulo do troço do cabo desviado.

A solução do traçado do cabo de pré-esforço exterior definido para o cálculo dessas forças, ilustra-se na Fig. 4.15.

Deste traçado de pré-esforço surgem também nos alinhamentos dos pilares forças verticais descendentes, sendo que estas vão directamente para os apoios como tal não foram consideradas no modelo.

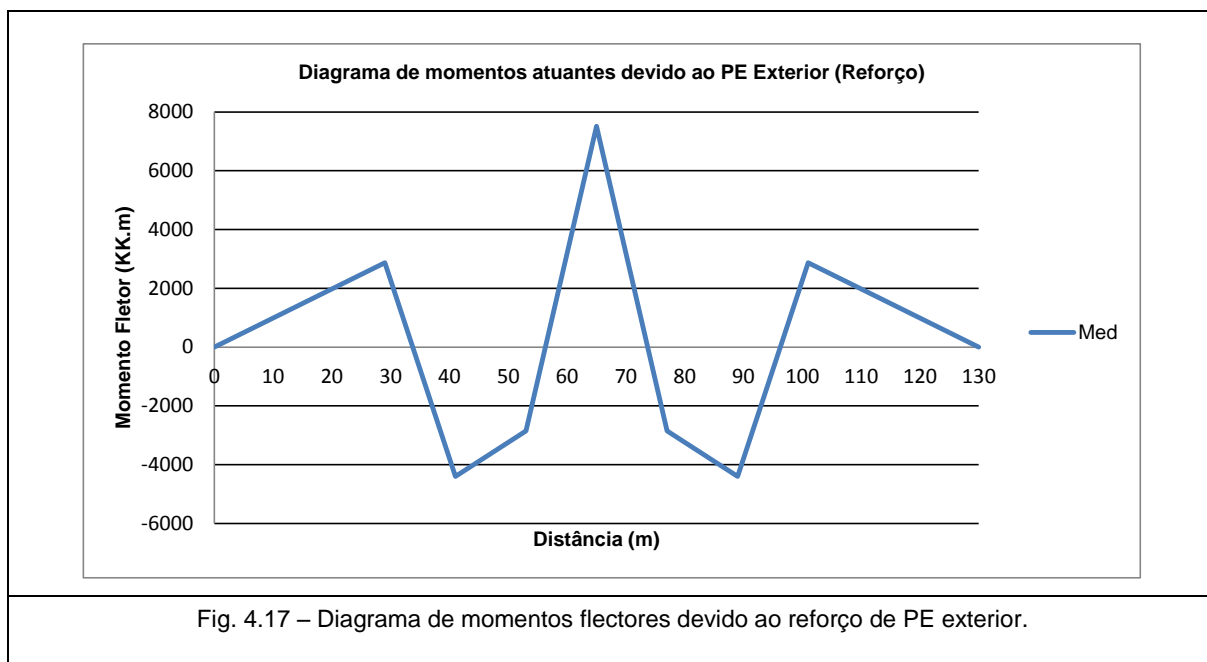


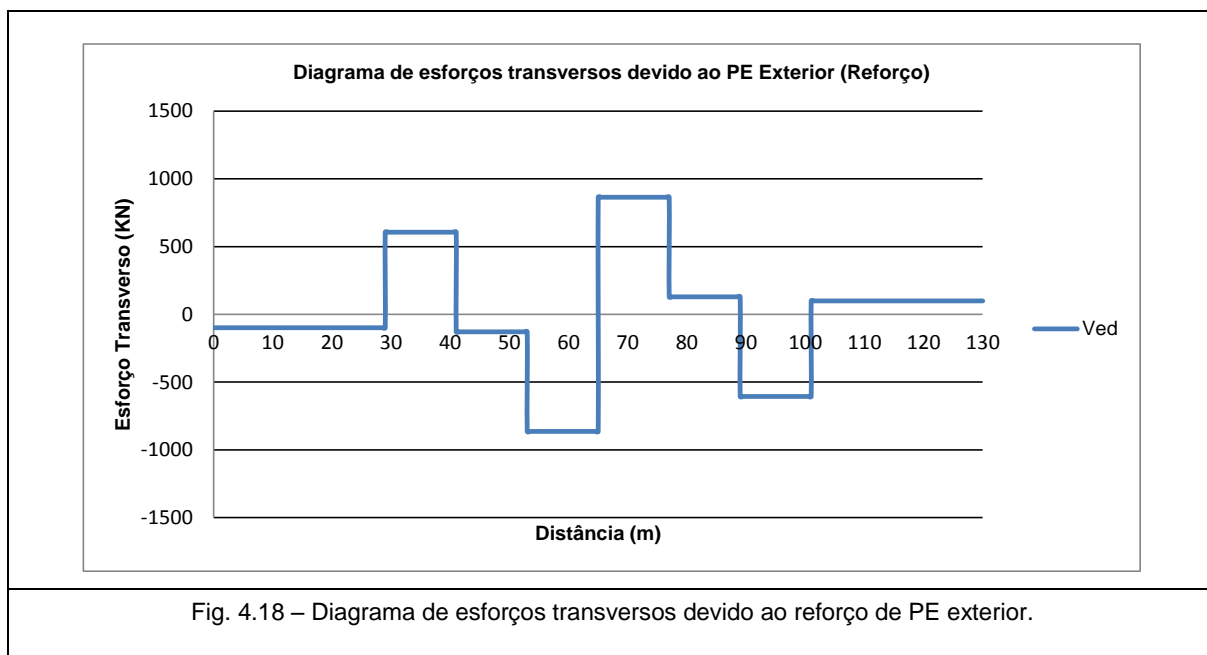
O pré-esforço exterior foi aplicado no modelo como um sistema de forças concentradas horizontais e verticais, ilustrado na Fig. 4.16.



### PRE-ESFORÇO EXTERIOR

Os esforços característicos são os mesmos do ponto 4.1, acrescentando-se a estes os esforços característicos introduzidos pelo pré-esforço exterior.





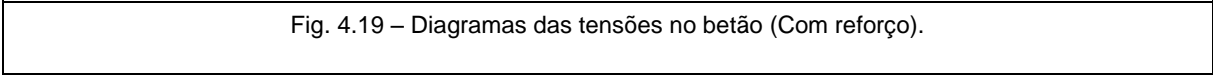
#### 4.2.2 CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

As combinações usadas na verificação da segurança com reforço foram as mesmas que se utilizaram na verificação sem reforços.

##### 4.2.2.1 ANÁLISE DA SEGURANÇA EM RELAÇÃO AO ESTADO LIMITE DE DESCOMPRESSÃO COM REFORÇO

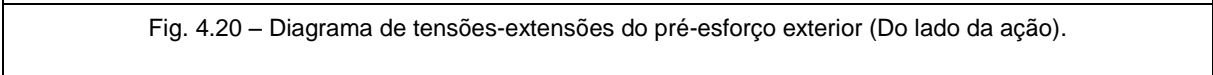
As combinações efetuadas para a verificação da segurança ao estado limite de descompressão são as mesmas que foram consideradas no ponto 4.1.

Tomou-se como critério de verificação da segurança das secções que as fibras onde passam cabos de pré-esforço não podem tracionar. Logo a verificação da segurança ficou garantida, como se pode verificar no diagrama da Fig. 4.19, com o reforço de pré-esforço exterior.



As combinações efetuadas na verificação da segurança ao estado limite último de resistência são as mesmas que foram consideradas no ponto 4.1. Com o recurso à solução de reforço, com pré-esforço exterior, garantiu-se a segurança ao estado limite último de flexão, devido ao efeito na redução dos momentos atuantes e aumento dos resistentes pela compressão do tabuleiro.

Este comportamento assemelha-se a cabos não aderentes em secções de betão armado. Estes cabos, quando comparados com cabos aderentes, apresentam menor resistência à rotura dado não ser mobilizada toda a resistência do aço de pré-esforço.



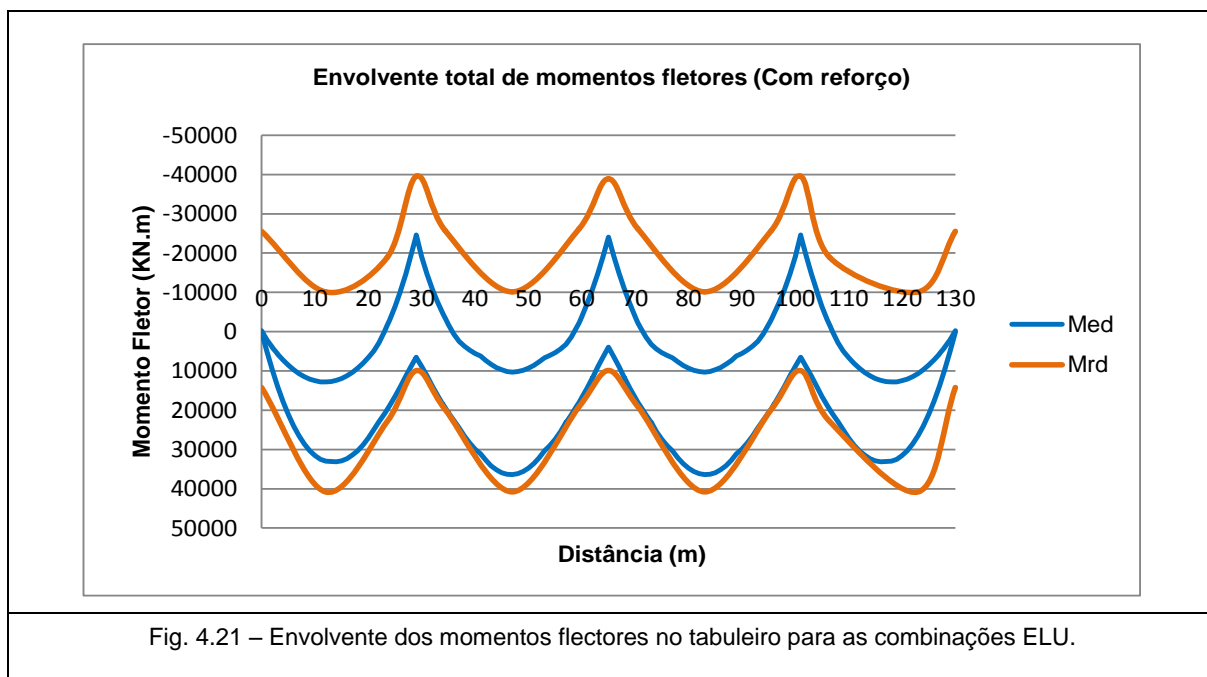


No quadro 16 apresentam-se os resultados dos esforços atuantes e resistentes de momentos fletores nas secções dos pontos notáveis do traçado parabólico do cabo de pré-esforço, isto é, nas mesmas secções apresentadas no ponto 4.1.5.2.

Quadro 16 – Momentos Fletores (ELU) com reforço.

Distância (m)	MEd min (kN.m)	MEd max (kN.m)	MRd min (kN.m)	MRd max (kN.m)
0	-221	56	-25536	14230
12	12829	32955	-10112	40813
23.5	-1457	19902	-18825	22940
<b>29</b>	<b>-24611</b>	<b>6550</b>	<b>-39573</b>	<b>9921</b>
34.4	-3120	19649	-25713	19840
47	10300	36389	-10129	40794
59.5	-2263	18014	-26190	19085
<b>65</b>	<b>-24046</b>	<b>3944</b>	<b>-38904</b>	<b>9896</b>
70.5	-2263	18014	-26190	19085
83	10301	34512	-10129	40794
95.5	-23390	19649	-25713	19840
<b>101</b>	<b>-24611</b>	<b>6550</b>	<b>-39573</b>	<b>9921</b>
106.5	-1458	19902	-18825	22940
123	10695	26559	-10112	40813
130	-220	56	-25536	14230

Na Fig. 4.21 e Fig. 4.22 apresentam-se os diagramas de momentos flectores e esforços transversos respectivamente, resultantes do carregamento acima mencionado.

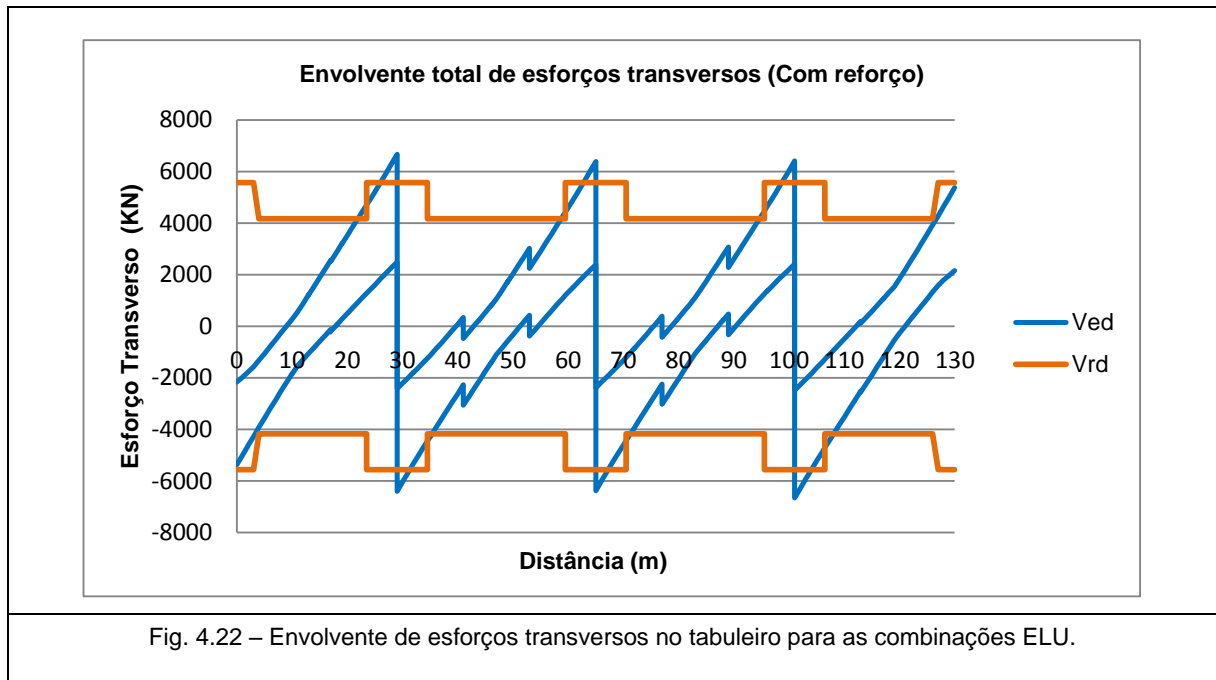


Na Fig. 4.21 apresenta-se a sobreposição de momento resistentes e atuantes de cálculo. Como se pode constatar, os momentos resistentes são sempre superiores aos momentos atuantes de cálculo, pelo que se considerou garantida a segurança do tabuleiro.

No quadro seguinte ilustra-se os esforços atuantes e resistentes de esforço transversal com reforço.

Quadro 17 – Esforços resistentes ao esforço transversal com reforço.

	Armaduras	$A_{sw}$ (cm <sup>2</sup> )	$V_{Ed}$ (kN)	$V_{Rd}$ (kN)
Encontros	Ø12//0.2 (2r) + Ø12//0.2 (2r)	22.62	5374	5565
Vãos	Ø12//0.2 (2r) + Ø12//0.4 (2r)	16.96	1102	4172
Sobre os pilares	Ø12//0.2 (2r) + Ø12//0.2 (2r)	22.62	6410	5565



Relativamente ao diagrama de esforço transversal houve uma diminuição dos esforços atuantes, no entanto, continuam superiores aos esforços resistentes embora tenha diminuído a extensão da zona em que tal ocorre junto aos apoios. De acordo com o disposto no EC2 6.2.1 (8) o valor de esforço transversal atuante poderá ser analisado a uma distância  $d$  (altura útil da secção) da face do apoio. Contudo mesmo com esta cláusula não é suficiente para se garantir a segurança.

Verificam-se na Fig. 4.22 algumas descontinuidades nos vãos intermédios, resultantes da aplicação do pré-esforço exterior, precisamente nos pontos onde existem as carlingas, tipificando a aplicação das forças pontuais verticais nessas zonas.

Como alternativa poder-se-ia ter tirado partido de toda a excentricidade do PE exterior, isto é, considerar-se 1.9 metros em vez dos 1.4 metros (Fig. 4.15), assim resultando uma força equivalente vertical mais elevada. Porém esta solução agravaria as trações nas fibras inferiores na zona dos apoios e como tal optou-se por manter as tensões presentes no diagrama da Fig. 4.19, não agravando a fase de serviço em detrimento do ELU do esforço transversal.

Por vezes nas obras de reforço estrutural é aceitável uma “diminuição” da segurança, através da alteração dos coeficientes de majoração das combinações, de forma a adaptar as novas exigências à realidade do projecto original. Adotando-se esse procedimento deveria ser avaliado o coeficiente de segurança global necessário para verificação das secções junto aos apoios ao esforço transversal. Esta análise não foi afetuada mas, atendendo ao facto que o valor resistente ser apenas ligeiramente inferior ao atuante, é expectável que pela redução deste coeficiente seja pouco significativa a “violação” dos critérios de segurança e como tal aceitável a presente solução.

Alternativamente também se poderia fazer uma alteração nos coeficientes relativos ao ELU, na parcela das sobrecargas rodoviárias, diminuindo o coeficiente de segurança na combinação para a ação de base sobrecarga que é a condicionante.

# 5

## **ANÁLISE E VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA TRANSVERSAL APÓS ALARGAMENTO**

A análise transversal do tabuleiro também foi efetuada de acordo com as Normas Europeias – Eurocódigos, considerando as premissas de cálculo do projeto de alargamento apresentado no Capítulo 3. Assim, efetuaram-se as mesmas verificações do projetista mas considerando-se as ações dos Eurocódigos e comparando-se apenas as soluções de reforço resultantes dos diferentes regulamentos.

A verificação da segurança do tabuleiro exigiu uma análise transversal da estrutura de betão armado do tabuleiro em termos de estados limites últimos.

Para a verificação aos estados últimos de resistência à flexão, considerou-se a sobrecargas rodoviárias definidas no EC1 nas posições mais desfavoráveis, ou seja, encontrar para cada seção e tipo de esforço a posição respeitante ao valor mais desfavorável. Para isso analisaram-se dois casos de diferentes posições.

Far-se-á, neste capítulo, a análise da segurança transversal do tabuleiro para o estado da obra após as modificações inerentes ao alargamento sem e com execução de reforços nos pontos seguintes.

Todo o trabalho de modelação numérica foi efetuado a partir do programa de cálculo automático SAP2000, com o intuito de se verificar a segurança do tabuleiro face às novas cargas, mencionadas anteriormente, e de acordo com os Eurocódigos. O dimensionamento do reforço foi elaborado com o auxílio ao programa de cálculo “FRP Lamella”.

## 5.1 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DO TABULEIRO NA DIREÇÃO TRANSVERSAL SEM REFORÇO

### 5.1.1 MODELAÇÃO ESTRUTURAL

O modelo global tridimensional considerado da Fig. 5.1 é constituído por elementos finitos do tipo casca, simulando-se o comprimento total do viaduto, cujas características mecânicas e dimensões foram introduzidas de acordo com as dimensões dos elementos estruturais.

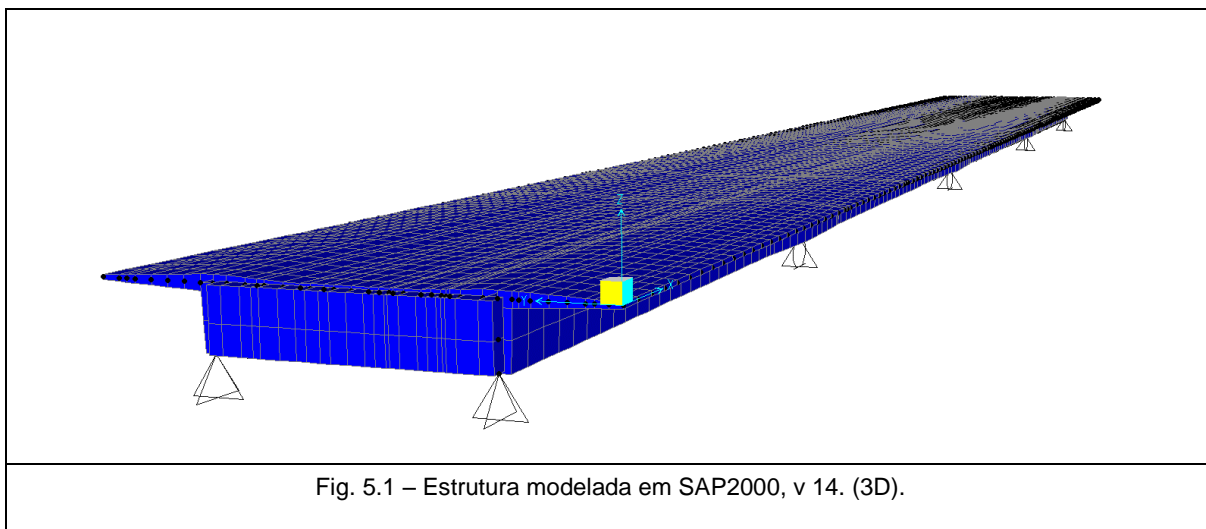


Fig. 5.1 – Estrutura modelada em SAP2000, v 14. (3D).

### 5.1.2 EUROCÓDIGOS CONSIDERADOS

A filosofia de segurança adotada neste trabalho baseia-se no disposto nos Eurocódigos, nomeadamente:

- Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de Estruturas;
- Eurocódigo 1 – Ações em estruturas;
- Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de Betão;

### 5.1.3 QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

Segundo os Eurocódigos existem três tipos de ações a ter em conta para o dimensionamento das estruturas, para o caso em estudo consideraram-se as ações permanentes e variáveis.

#### 5.1.3.1 AÇÕES PERMANENTES

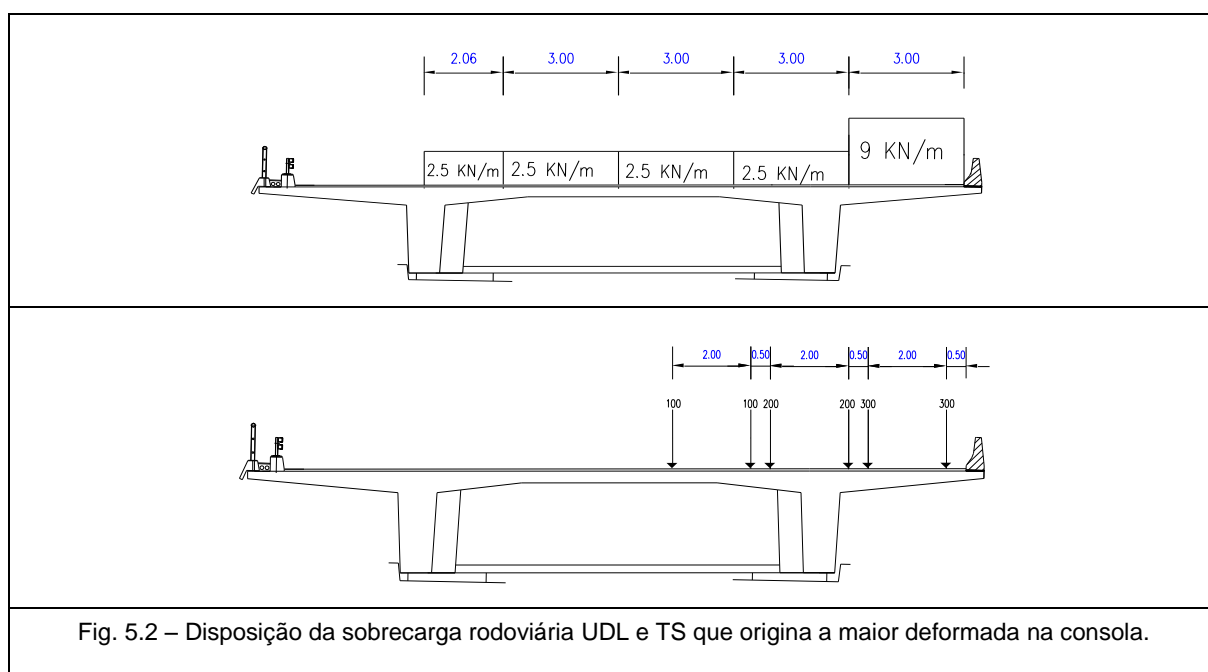
Para a análise transversal do tabuleiro consideraram-se as ações devidas ao peso próprio dos elementos de betão armado da secção e restantes cargas permanentes, já mencionadas no quadro pertencente ao ponto 4.1.3.1. A distribuição espacial das ações nos elementos foi efetuada de acordo com a sua verdadeira disposição na laje do tabuleiro, conforme indicado nos desenhos de construção.

### 5.1.3.2 AÇÕES VARIÁVEIS

As únicas ações de carácter variável que se fizeram incidir no modelo transversal foram as devidas às sobrecargas rodoviárias, já descritas no ponto 4.1.3.2, mas analisando-se diferentes cenários das posições de TS e UDL, por forma a produzirem os efeitos mais desfavoráveis nos elementos em estudo.

Apresenta-se em seguida na Fig. 5.2 e Fig. 5.3 a representação esquemática do posicionamento das sobrecargas rodoviárias que se assumiram para a análise transversal. Estas representam transversalmente as cargas dispostas na plataforma de rodagem do tabuleiro do viaduto. Para a disposição destas sobrecargas rodoviárias estudaram-se duas situações: a que maximizava os esforços fletores na zona de encastramento da consola e a outra situação, também desfavorável, que seria as cargas no vão para se obterem aí os esforços máximos.

Para a análise e verificação da segurança transversal do tabuleiro consideraram-se as envolventes de TS e UDL devidas aos dois contextos ilustradas nas figuras seguintes:



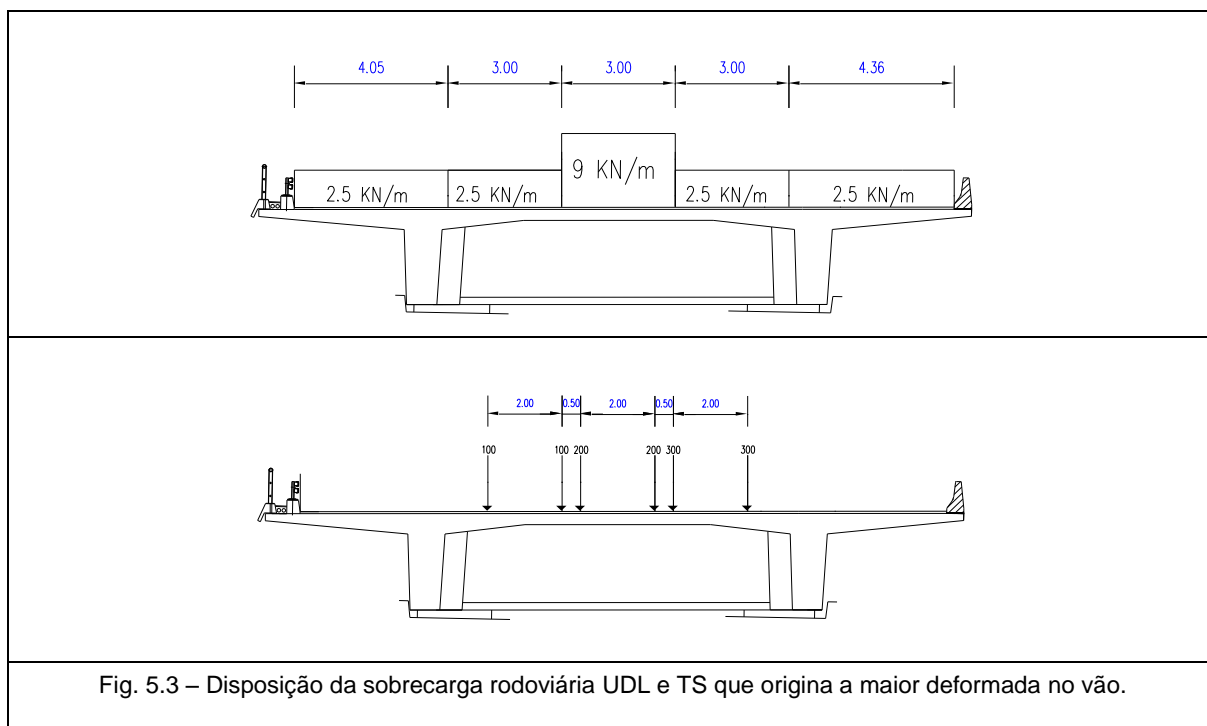


Fig. 5.3 – Disposição da sobrecarga rodoviária UDL e TS que origina a maior deformada no vão.

As sobrecargas rodoviárias aplicadas no modelo transversal foram as mesmas que no ponto 4.1.3.2 (Sobrecargas Rodoviárias), mas sem se considerar a simplificação do disposto em EN 1991-2:2003, LM1, ponto (6), isto é as cargas devidas ao TS foram aplicadas em vigas de carregamento com o afastamento ilustrado na Fig. 5.2 e Fig. 5.3 com duas rodas em cada viga de carregamento, não se considerando simplificações.

A sobrecarga rodoviária devido ao TS foi aplicada, no modelo transversal, como cargas pontuais móveis e a sobrecarga rodoviária devida ao UDL foi aplicada como uma carga uniformemente distribuída.

#### 5.1.4 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Para a análise transversal a combinação de ações efetuada foi para o estado limite último para a envolvente total das sobrecargas rodoviárias, sem a consideração ao pré-esforço longitudinal, dado tratar-se de uma análise transversal em que se analisam esforços transversais.

##### 5.1.4.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Para a análise transversal do tabuleiro foi considerada a combinação de projeto e dimensionamento de membros estruturais (STR), a mesma combinação que se considerou no ponto 4.1.4.2.

$$\gamma_{f,j} (1.35 G_{kj,sup} + 1.00 G_{kj,inf}) + 0.35 (TS + UDL) \quad (5.1.1)$$

$G_{kj,sup}$  – valor característico superior da ação permanente j;

$G_{kj,inf}$  – valor característico inferior da ação permanente j;

TS – Tandem system;

UDL – Uniform distributed load.

### 5.1.5 CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

#### 5.1.5.1 ANÁLISE DA SEGURANÇA EM RELAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO SEM REFORÇO

O modelo que se realizou, foi analisado para os seguintes carregamentos:

- Peso próprio da estrutura mais restantes cargas permanentes;
- Sobrecarga rodoviária (UDL+TS)

Para a análise transversal em causa, foram analisadas as secções mais condicionantes em termos de esforços representadas na Fig. 5.4, sendo as mesmas secções que se analisaram pelo projetista:

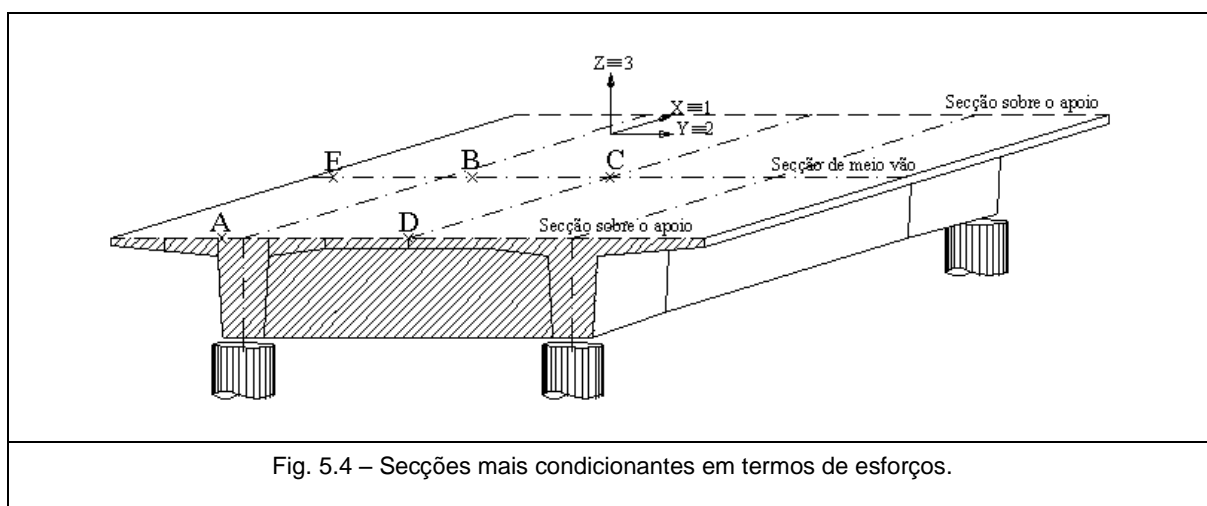


Fig. 5.4 – Secções mais condicionantes em termos de esforços.

- A Encastramento da consola (secção sobre apoio)
- B Encastramento da laje entre vigas (secção de meio vão)
- C Meio vão da laje entre vigas (secção de meio vão)
- D Meio vão da laje entre vigas (secção sobre o apoio)
- E Secção junto ao separador New Jersey

Devido ao alargamento do viaduto, aumento no número de vias, foi necessário proceder à substituição do perfil metálico existente originalmente por um separador do tipo “New Jersey” o que levou ao acréscimo de esforço na secção de encastramento da consola interior, a secção “A”. De referir que devido ao acréscimo da espessura do betuminoso surgem também maiores momentos na zona de encastramento da consola.



Longitudinalmente, devido a esta alteração os veículos passaram a circular mais próximo à extremidade da consola, como tal, geram-se deformações locais longitudinais sob a roda na secção “E”.

As restantes secções de análise referem-se à laje entre vigas. Na secção de meio vão surgem os esforços máximos negativos no encastramento (secção “B”) e os esforços máximos positivos a meio vão da laje (secção “C”). Note-se que na secção sobre o apoio geram-se momentos transversais negativos (secção “D”) a meio vão da laje entre vigas.

No quadro seguinte mostram-se as armaduras resistentes consideradas, de acordo com os desenhos de construção do projecto, no cálculo dos momentos flectores resistentes.

Quadro 18 – Armaduras dispostas na laje do tabuleiro.

Secção	Armaduras Transversais		Armaduras Longitudinais
	As,sup	As,inf	As,inf
A	Ø12//0.20	-	-
	Ø12//0.20		
	Ø16//0.20		
B	Ø16//0.20	-	-
	Ø12//0.20		
	Ø12//0.40		
C	-	Ø16//0.20 Ø12//0.20	-
D	Ø12//0.20	-	-
	Ø10//0.20		
E	-	-	Ø10//0.20

Quadro 19 – Estado limite último de resistência.

Secção	Direção transversal		Direção longitudinal	
	MEd,yy (kN.m/m)	MRd,yy (kN.m/m)	MEd,xx (kN.m/m)	MRd,xx (kN.m/m)
A	-457	-365	-	-
B	-527	-316	-	-
C	232	133	-	-
D	-61	-83	-	-
E	-	-	60	25

No Quadro 19 faz-se a apresentação dos esforços máximos nas secções acima mencionadas em resumo dos cálculos constantes no Anexo III. Pela análise deste quadro note-se que apenas a secção “D” cumpre a verificação da segurança ao estado limite último de flexão.

De acordo com as soluções de reforço preconizadas no Projeto de Alargamento (ARE, 2003) apenas as secções “A” e “E” não verificavam a segurança. No entanto, considerando-se as sobrecargas

rodoviárias do Eurocódigo, para além das secções “A” e “E”, também não se respeita a segurança nas secções “B” e “C”.

As sobrecargas rodoviárias estabelecidas no Eurocódigo revelam-se mais gravosas porque conduzem à necessidade de reforços na laje entre vigas que não foram necessários no projecto de alargamento.

No ponto seguinte apresenta-se a verificação do tabuleiro na direcção transversal apenas nas zonas de que foram reforçadas pelo projetista, ou seja, nas secções de encastramento das consolas e na direcção longitudinal na secção junto ao separador New Jersey.

## 5.2 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DO TABULEIRO NA DIREÇÃO TRANSVERSAL COM REFORÇO

Em face das conclusões tiradas no ponto anterior, optou-se por reforçar o tabuleiro com **Fibras de carbono** na face superior da consola, dispostas transversalmente, de modo a aumentar a capacidade resistente das secções de encastramento para momentos negativos. Serão também aplicadas fibras na face inferior da extremidade da consola, dispostas longitudinalmente, de modo a aumentar a capacidade resistente dessa zona para momentos positivos.

Para situações de reforço e de reabilitação é possível recorrer-se a armaduras não metálicas e técnicas executadas com produtos compósitos, como as mantas ou laminados de FRP (pré-esforçadas ou não), que são colados criteriosamente nas faces dos elementos (para resistir a esforços à flexão e ao corte).

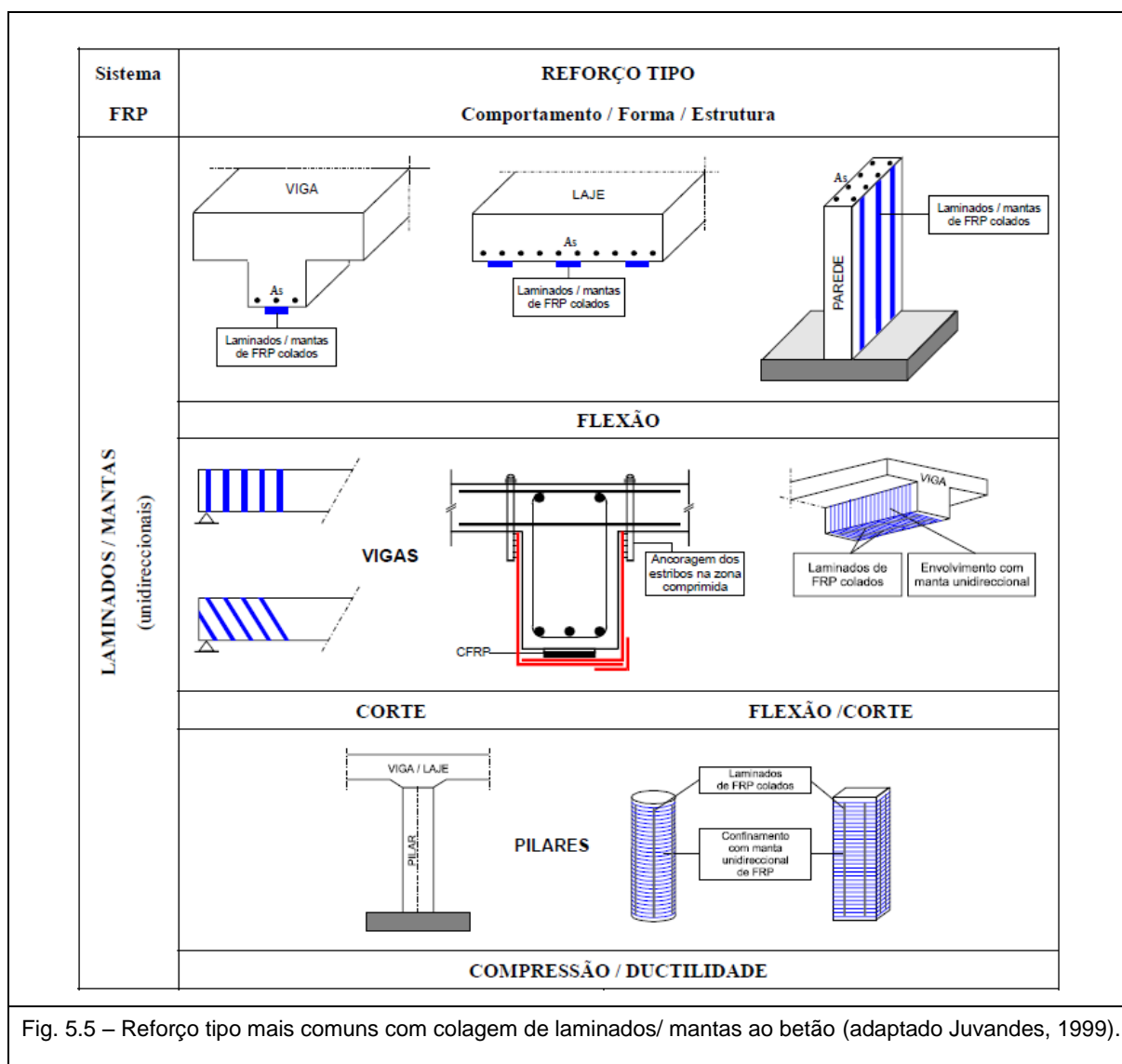


Fig. 5.5 – Reforço tipo mais comuns com colagem de laminados/ mantas ao betão (adaptado Juvandes, 1999).

A rotura do laminado por tração é de evitar em laminados CFRP, porque se trata de uma rotura brusca (frágil). Deve-se limitar as extensões nos laminados CFRP.

Os procedimentos estabelecidos nas especificações técnicas dos fornecedores devem ser rigorosamente cumpridos para evitar deficiências na aderência do compósito. De modo a prevenir o destacamento do laminado do betão junto às fendas e para se evitar que a armadura interna plastifique em serviço, Neubauer et al., (1997) e Rostásy (1997-a; 1998) propõem limitar a extensão máxima no laminado. A partir de ensaios de flexão e testes uniaxiais de tração com laminados de CFRP colados a elementos de betão e, também, através de considerações teóricas é possível estabelecer as seguintes recomendações (Juvandes, 1999):

$$\frac{\sigma_{Lud}}{\sigma_{sy}} \leq \frac{\sigma_{Lud}}{\sigma_{Luk}} / 2 \quad (5.2.1)$$

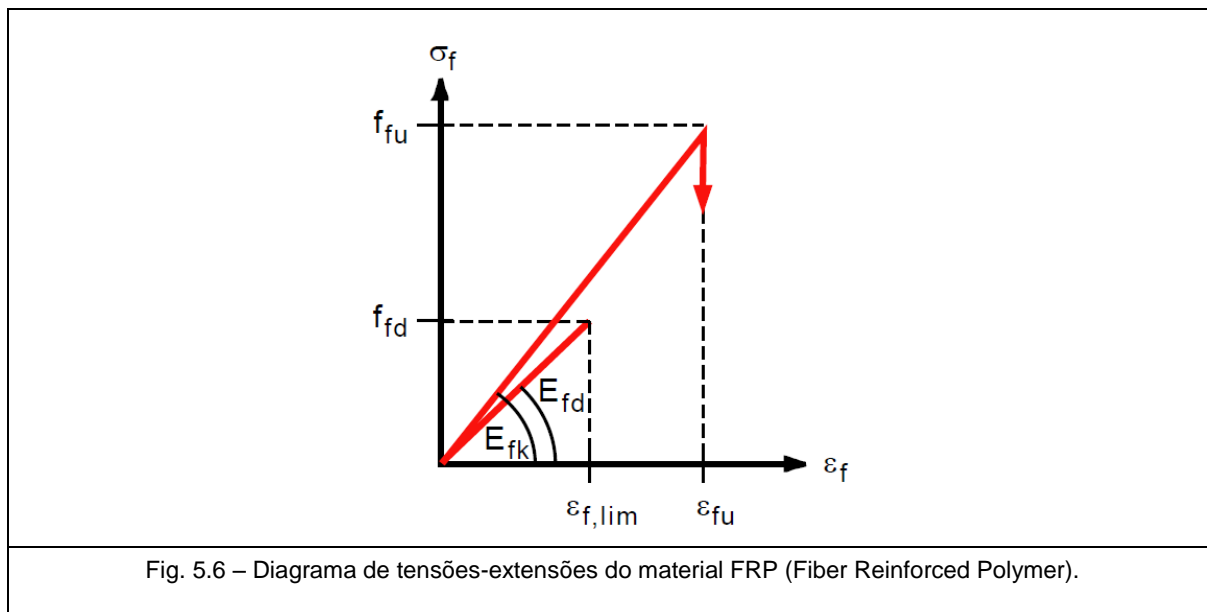
Com,

$\varepsilon_{sy}$  – extensão de cedência do aço (armadura interna)

$\varepsilon_{Lud} (= \varepsilon_{f,lim})$  – extensão última de cálculo do laminado admitida no dimensionamento à flexão

$\varepsilon_{Luk}$  – extensão de ruína do laminado CFRP à tração

Tomando-se o menor dos valores, garante-se que não ocorre uma rotura brusca do laminado.



Sendo que a opção de reforço para as verificações de segurança na laje resultaram do recurso a laminados de CFRP, passou-se ao dimensionamento da solução, tarefa esta que permite definir as características do laminado (largura e espessura).

Antes de se proceder ao dimensionamento dos laminados deverá fazer-se uma análise da viabilidade de reforço. Esta avaliação preliminar deverá ser realizada a partir da informação a recolher na fase de diagnóstico e na fase de definição dos critérios estabelecidos para o nível de segurança desejado para a reparação.

A resistência à tração direta e/ou ao corte do substrato de betão deve ser a primeira avaliação a efectuar, dado aplicabilidade deste reforço depender das características do elemento a reforçar. O ensaio mais utilizado é o de arrancamento por tração direta (“Pull-off-test”) que permite a caracterização da tensão de tração superficial do betão.

Os valores médios de tensão de tração superficial do betão obtidos no ensaio de “Pull-off” são aceitáveis se forem iguais ou superiores a 1.4 MPa, segundo o ACI (ACI 440,2002), e a 1.5 MPa, de acordo com o preconizado pela FIB (Bulletin 14, 2001) e pelo CNR (CNR, 2004). Caso contrário, não será conveniente o reforço exterior com a técnica de colagem. (Juvandes, 1999)

Uma das recomendações existentes na literatura técnica (DIBt,1998),e que se adotou para a verificação em estudo, estabelece que o aumento da resistência à flexão de elementos de betão, por colagem

exterior de sistemas compósitos de FRP, deverá ser limitado ao dobro da resistência do elemento não reforçado, ou seja, a condição de reforço máximo pode ser expressa por:

$$R \bullet \frac{M_{sdf}}{M_{Rd0}} \leq 2 \quad (5.2.2)$$

em que “ $M_{sdf}$ ” representa o valor de cálculo do momento atuante no elemento reforçado e “ $M_{Rd0}$ ” traduz o valor de cálculo do momento resistente do elemento não reforçado.

O valor obtido para o parâmetro “ $R$ ” permite concluir sobre a necessidade e sobre a possibilidade de reforçar. Se  $R \leq 1$ , não é necessário reforçar à flexão, pois o elemento estrutural possui, ainda, capacidade resistente para suportar as novas cargas. Se  $1 \leq R \leq 2$ , a intervenção de reforço é necessária e viável, uma vez que se respeita o limite de segurança de não reforçar acima do dobro da capacidade resistente do elemento estrutural original. Para valores  $R \geq 2$ , ultrapassa-se o limite de segurança e, por isso, esta intervenção deixa de ser viável.

O documento americano (ACI) sugere a utilização de sistemas de proteção para os compósitos de FRP. Apesar disso, estabelece que o elemento não reforçado deve possuir um nível de segurança capaz de assegurar que a estrutura não atinja o colapso, em caso de perda total do compósito. No caso de fogo, a capacidade resistente do elemento antes de ser executado deve ser reduzida para atender aos efeitos da duração da exposição ao fogo. Em ambas as situações, a condição pode ser definida por uma equação do tipo:

$$\phi \bullet \frac{M_{Rk0}}{M_{Skf}} \leq 1 \quad (5.2.3)$$

em que “ $M_{Rk0}$ ” representa o valor característico do momento resistente do elemento não reforçado (reduzido no caso do fogo) e “ $M_{Skf}$ ” simboliza o valor do momento atuante correspondente à combinação característica de ações previsto para o elemento a reforçar.

## 5.2.1 CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

### 5.2.1.1 ANÁLISE DA SEGURANÇA EM RELAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO COM REFORÇO

#### Secção “A”:

Como apresentado anteriormente, as armaduras existentes no encastramento das consolas interiores não são suficientes de modo a garantir a segurança do novo funcionamento estrutural. A solução de reforço adotada consiste na aplicação, na face superior da laje, de laminados de fibras de carbono dispostas transversalmente de forma a respeitar o estado limite último de resistência.

Esforço atuante:  $M_{sdf}=457 \text{ KN.m/m}$

Esforço resistente sem laminado:  $M_{Rd0}=365 \text{ KN.m/m}$

Esforço resistente sem laminado e sem fatores de minoração dos materiais:  $M_{Rk0}=420 \text{ KN.m/m}$

Estado inicial de reforço:  $M_{Sk0}=92 \text{ KN.m/m}$

Esforço característico:  $M_{Skf}=457/1.35=339 \text{ KN.m/m}$

Primeiramente fez-se uma verificação à viabilidade de aplicação desta solução:

$$R \bullet \frac{M_{sdf}}{M_{Rd0}} \bullet \frac{457}{365} \bullet 1.25 \leq 1 \quad (\text{Verifica OK}) \quad (5.2.4)$$

$$\sigma \bullet \frac{M_{Rk0}}{M_{Skf}} \bullet \frac{420}{339} \bullet 1.24 \leq 1 \quad (\text{Verifica OK}) \quad (5.2.5)$$

Tendo em consideração as recomendações e com o recurso ao programa de dimensionamento de laminados “FRP Lamella” do fornecedor S&P, obteve-se a solução do quadro x para a secção “A” (momento negativo na zona de encastramento da consola interior). Os dados e resultados do cálculo com recurso ao programa são apresentados em anexos.

Quadro 20 – Propriedades geométricas e mecânicas do laminado de fibras de carbono.

	Cálculo						Solução	
Laminado Classe CFK	$E_{tk}$ (GPa)	$\epsilon_{f,lim}$ (‰)	$A_{f,neg}$ (mm <sup>2</sup> )	$b_f$ (mm)	$t_f$ (mm)	$n_{bf}$	$A_{f,final}$ (mm <sup>2</sup> )	$M_{Rd}$ (KN.m/m)
150/2000	165	7.5	157	50	1.2	1	240	508

Seria necessário adotar um laminado de módulo de elasticidade característico ( $E_{tk}$ ) 165 GPa, uma extensão de cálculo no laminado ( $\epsilon_{fd}$ ) de 7.5 ‰ com uma área ( $A_{FRP}$ ) de 60 mm<sup>2</sup> afastado de 0.25 m a secção passa a ter um momento resistente ( $M_{Rd}$ ) de 508 KN.m/m como tal passou a garantir a resistência ao estado limite último.

Refere-se que esta solução de reforço é idêntica à adoptada pelo projetista – Lâminas epóxicas em fibras de carbono com 50x1,2 mm afastadas de 0.25 m com  $E_{tk}=165 \text{ GPa}$ .

### Secção “E”:

Como apresentado anteriormente, no estudo da laje na direcção longitudinal, verifica-se que o momento resistente na face interior da laje desta secção, junto ao separador New Jersey, é bastante menor que o momento atuante (25 << 64 KN.m), assim não se garantia a segurança do novo funcionamento estrutural. A solução de reforço adoptada consistiu na aplicação de laminados de fibras de carbono dispostas longitudinalmente de forma a respeitar o estado limite último de resistência.

Esforço atuante:  $M_{sdf}=60 \text{ kN.m/m}$

Esforço resistente sem laminado:  $M_{Rd0}=25 \text{ kN.m/m}$

Esforço resistente sem laminado e sem fatores de minoração dos materiais:  $M_{Rk0}=29.5 \text{ kN.m/m}$

Estado inicial de reforço:  $M_{Sk0}=5 \text{ kN.m/m}$

Esforço característico:  $M_{Skf}=64/1.35=47 \text{ kN.m/m}$

Primeiramente fez-se uma verificação à viabilidade de aplicação desta solução:

$$R \bullet \frac{M_{sdf}}{M_{Rd0}} \bullet \frac{60}{25} \bullet 2.4 \quad \text{(Não Verifica KO)} \quad (5.2.6)$$

$$\bullet \frac{M_{Rk0}}{M_{Skf}} \bullet \frac{29.5}{47} \bullet 0.63 \quad \text{(Não Verifica KO)} \quad (5.2.7)$$

Tendo em consideração as regras descritas anteriormente, não se verificavam as condições de aplicabilidade necessárias para a adoção do reforço com recurso a laminados de carbono.

Conforme descrito no capítulo 3, a solução de reforço adotada pelo projetista para esta secção consistiu na aplicação, na face inferior das consolas interiores, junto ao separador New Jersey, de laminados de fibras de carbono na direção longitudinal.

Com efeito, tendo em consideração que a análise efetuada neste ponto foi com as sobrecargas rodoviárias definidas no Eurocódigo constata-se, através da não verificação dos critérios de aplicabilidade dos laminados, que estas sobrecargas são mais gravosas que as dos veículos regulamentares definidos pelo RSA. Como tal, à luz dos Eurocódigos não seria possível a adoção de uma solução de reforço como a preconizada no projeto.





## 6

## CONCLUSÕES FINAIS E EXTENSÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

### 6.1 CONCLUSÕES GERAIS FINAIS

Com o estudo da solução de alargamento do Viaduto sobre o Rio Leça é de referir que, tal como o projetista ARE, também se verificou a necessidade de reforçar a estrutura longitudinalmente e transversalmente para as acções estipuladas nas normas europeias.

Com o estudo da solução de alargamento do Viaduto sobre o Rio Leça segundo os Eurocódigos a nível longitudinal concluiu-se que:

- O estado de serviço (Estado limite de descompressão) é menos condicionante que o definido pelo RSA. Este facto advém da não consideração de qualquer participação da sobrecarga rodoviária na combinação, sendo que o RSA considera um coeficiente de redução de 0.2. Este facto é agravado pela opção do projetista ter usado um coeficiente de redução de 0.4 em vez de 0.2. Tal como no RSA, a combinação da descompressão de acordo com o Eurocódigo contabiliza a ação das temperaturas, no entanto afectada de um coeficiente superior. Não obstante estes aspectos a combinação permanece menos gravosa pelo Eurocódigo.
- Usando este pressuposto de comparação direta de combinações, a solução de reforço longitudinal com o recurso a pré-esforço exterior segundo os Eurocódigos resultou numa solução com menor quantidade de pré-esforço do que a considerada pelo projetista.
- A verificar-se o estado limite da largura de fendas definido no Eurocódigo, cuja combinação preconiza coeficientes de redução superiores aos do RSA teríamos certamente uma maior necessidade de reforço ou até mesmo uma solução impossível de materializar. Esta verificação tem associada uma probabilidade de ocorrência muito pequena, e tratando-se de uma obra de reforço, é razoável admitir a sua não verificação no caso de esta resultar em soluções de reforço muito onerosas.
- Ainda no que respeita à análise longitudinal a verificação da segurança ao esforço transversal, segundo o Eurocódigo, mesmo com a solução de reforço, não foi respeitada. De facto, neste campo a abordagem destes dois regulamentos é particularmente diferente. O REBAP tem em consideração o contributo do betão ao corte, contrariamente ao Eurocódigo. Esta disparidade de critérios dos diferentes regulamentos, conduz normalmente a situações como a que se verifica nesta estrutura. Seria possível colmatar esta deficiência com a introdução de um elevado nível de pré-esforço exterior, contudo optou-se por não se prejudicar o

comportamento em serviço em detrimento da verificação ao esforço transversal (ELU), visto apenas não ser respeitada a segurança numa zona muito reduzida junto aos apoios.

Por vezes nas obras de reforço estrutural é aceitável uma “diminuição” da segurança, através da aceitação de coeficientes de majoração das combinações menores que os regulamentares, de forma a aproximar as novas exigências à realidade do projecto original.

Na análise transversal pelo Eurocódigo as sobrecargas rodoviárias revelaram-se muito condicionantes não sendo possível verificar a segurança em praticamente nenhuma secção, o que levaria a uma intervenção extensiva e onerosa. Optou-se por reforçar exclusivamente a secção de encastramento da consola, secção esta também reforçada no projeto de alargamento.

A análise efectuada demonstra como os futuros regulamentos europeus, a entrar em vigor, no âmbito da reabilitação e reforço estrutural não deverão ser aplicados de forma acrítica, pois tal análise poderá, implicitamente, indicar que a obra não respeita a segurança em termos globais, algo que poderá ser contraditório com o dimensionamento original, realizado à luz do REBAP e RSA.

Enquanto que num projeto de uma obra nova deverão ser cumpridas forçosamente todas as ações e critérios de segurança dos regulamentos em vigor, num projeto de alargamento e reforço fazê-lo poderá resultar em soluções claramente desequilibradas e pouco razoáveis, para além de economicamente muito dispendiosas ou mesmo impossíveis de concretizar.

Com efeito, cada análise de reforço e reabilitação deverá ser efectuada tendo em consideração as discrepâncias entre os regulamentos referidos e por isso as obras de reforço não devem ser abordadas da mesma forma que uma obra dimensionada de raiz.

Face a estas considerações, o projetista deverá conciliar todos estes aspectos referidos, mesmo que técnicos, com o Dono de Obra por forma a conjuntamente e com uma motivação racional avaliarem todas estas questões para que as tomadas de decisão sejam conscientes e ponderadas.

## **6.2 CONSIDERAÇÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

O desenvolvimento deste trabalho, centrou-se quer na apresentação de várias obras de alargamento, reabilitação e reforço estrutural quer numa análise mais detalhada de modelação de um Viaduto após alargamento e considerando os regulamentos europeus. As conclusões que foram possíveis retirar deste trabalho estão naturalmente associadas às condições dos casos em análise.

A partir deste trabalho, seria interessante estender o estudo a outras situações e complementarmente, consolidar algumas questões que foram identificadas. Nesse sentido poderia ser útil, um estudo dos restantes elementos estruturais (pilares, fundações, encontros e aparelhos de apoio) seguindo os mesmos pressupostos de cálculo do projetista, fazendo uma comparação entre os regulamentos RSA e Eurocódigos, e perceber que diferenças advêm desta análise comparativa.

Seria de grande utilidade realizar análises de risco, recorrendo a métodos estatísticos, para se determinar até que ponto é economicamente razoável tentar adequar uma obra (se isso for tecnicamente viável e nem sempre o é), às imposições de segurança contidas nos Eurocódigos. É que um estudo desses pode levar à conclusão de que, com pequenas obras de reparação e conservação, a obra tem suficientes reservas de resistência para garantir, no período de vida útil que lhe resta, ou que seja definido como limite, um nível de serviço suficiente (determinado pelo estudo de risco) reduzindo assim o seu reforço ou até mesmo dispensá-lo.

Realizar um estudo abrangente das obras de arte em Portugal com necessidade de reabilitação e reforço estrutural, para concluir que tipos de intervenções melhor se adequam e qual a sequência de intervenções prioritárias de reforços futuros.

Este estudo abrangente implicitamente permitirá identificar estruturas que anteriormente tinham sido dimensionadas pelos regulamentos nacionais e que não necessitem de reforço mesmo utilizando normas europeias.

Poderia, também, ser desenvolvido um estudo de comparação de regulamentos, nacionais e europeus, no sentido de estabelecer directrizes para apoiar o projetista nas soluções de reforço em estruturas já existentes. Caso contrário, a utilização “cega” das normas europeias poderá conduzir, de um modo geral, a soluções inviáveis ou economicamente mais caras.



## REFERÊNCIAS

- ACI 440, (2002), “*Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*”, ACI Committee 440, 28th May.
- Barros, J. (2004) – Dimensionamento de Reforço à Flexão e ao Corte com FRP segundo as Recomendações do ACI 440, Abril 2004, Universidade do Minho.
- Barros, P. (2013) – Gestão de Obras de Arte na Rede Brisa Reabilitação e Requalificação.
- Bulletin nº14b CEB – FIP – Task Group 9.3 FRP, - (2001), “*Externally bonded FRP reinforcement for RC structures*”, Technical Report, FIB, July.
- Burdet, Olivier, e Marc Badoux. “Comparison of internal and external prestressing for typical highway bridges.” 16TH Congress of IABSE. Lucerne, 2000.
- Carvalho, P. M. F, “*Reabilitação e reforço estrutural da Ponte sobre a Ribeira do Jamor, na estrada nacional nº 6, ao Km 1+550, com recurso a compósitos de CFRP*”, Engenharia Civil, Setembro de 2012, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- CNR (National Research Council), (2004), “*Guide for the Design and construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures*”, Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction of National Research Council, Rome, Italy.
- Evans, R. H. and Bennett, E. W. (1958) – Pre-Stressed Concrete: theory and design. John Wiley & Sons Inc., New York, USA.
- Dreux, G. (1970) – La Practica Del Hormigon Pretensado.
- Dias, S., Juvandes, L., Figueiras, J. (2002). *Comportamento de Vigas de Betão Armado Reforçadas à flexão com sistemas Compósitos de CFRP Unidireccionais*. Engenharia Civil, 14, Maio de 2002, 15-28, Universidade do Minho. Departamento de Engenharia Civil, Guimarães.
- Dias, S., Juvandes, L., Figueiras, J. (2006). *Estruturas de betão armado reforçadas à flexão com sistemas de CFRP*. Revista IBRACON de Estruturas, 2, Junho de 2006, 228-275, Instituto Brasileiro do Concreto, São Paulo.
- DIBt, (1998), Deutsches Institut für Bautechnik, Authorisation No. Z-36. 12-54.
- Figueiras, J. A., *Dimensionamento de Estruturas de Betão Pré-esforçado*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 1993.
- FRP Lamella (Software) – bow ingeniure gmbh braunschweig, hamburg (germany).

- Juvandes, L. (1999). *Reforço e Reabilitação de Estruturas de Betão Usando Materiais Compósitos de “CFRP”*. Dissertação de Doutoramento, Universidade do Porto. Faculdade de Engenharia. Departamento de Engenharia Civil.
- ISQ (Instituto de Soldadura e Qualidade), (2012) – *Inspecção e Ensaios da Obra de Arte – PS282, Auto-Estrada A1 (Sub-Lanço Coimbra Sul/Coimbra Norte)*, Abril de 2012.
- ISQ (Instituto de Soldadura e Qualidade), (2008) – *Relatório Final – Ponte sobre a Ribeira do Jamor, EN6*, Dezembro de 2008.
- Kaiser, H., (1989), “Strengthening of reinforced concrete with epoxy bonded carbon-fiber plastics”, Doctoral Thesis, Eidgenössischen Technischen Hochschule (ETH), ETH Nr. 8918, Zurich, 224 pp. (in German).
- Machado, R. – Micro-Estacas. Mestrado Integrado em engenharia Civil. Instituto Superior Técnico.
- Marchão, C., Appleton, J., Folhas de apoio às aulas, Módulo 1 – Pré-esforço, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2013.
- Marchão, C., Appleton, J., Folhas de apoio às aulas, Parte II-Materiais – Estruturas de Betão I, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2002.
- Meier, U., (1987), “Bridge repair with high performance composite materials”, Material und Technik, V.15, nº4, pp125-128. (in German).
- Menn, C., *Prestressed concrete bridges*, Birkhauser Verlag, Basel, 1990.
- Neubauer, U. e Rostásy, F.S., 1997, “*Design aspects of concrete structures strengthened with externally bonded CFRP-plates*”, proceedings of the Int. Conf. On Structural Faults & Repair-97, vol.2, Edinburgh, Inglaterra, Julho, pp. 109-118.
- Neves, M. J. N. (2010) – Técnicas de Recalcamento e Reforço de Fundações. Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Outubro de 2010, Lisboa.
- Neves, S., P., M. (2012). Pré-esforço Exterior no Reforço de Estruturas. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa. Departamento de Engenharia Civil.
- PC&A (2005) – Perry da Câmara e Associados, Consultores de Engenharia, Lda. – Passagem Superior 411, A1 – Auto-Estrada do Norte. Alargamento e Beneficiação para 2X3 Vias. Lisboa.
- PC&A (1989) – Perry da Câmara e Associados, Consultores de Engenharia, Lda. – Passagem Inferior 426, A1 – Auto-Estrada do Norte (Sublanço Feira/Carvalhos) Alargamento e Beneficiação para 2X4 Vias. Lisboa

- Picard, M. A., B. Massicotte, e J. Bastie. “Relative Efficiency of External Prestressing.” *Journal of Structural Engineering*, Vol 121, No. 12, 1995.
- Rito, A et al., (ARE, 2003). – Armando Rito Engenharia, S.A – Viaduto sobre o Rio Leça, A3 Auto Estrada Porto/Valença. Projecto de Execução. Lisboa.
- Rito, A et al., (ARE, 2013). – Armando Rito Engenharia, S.A – Passagem Superior 282(EX-PS9), A1 Auto Estrada do Norte (Sublanço Coimbra Sul/Coimbra Norte). Projecto de Reabilitação e Reforço Estrutural. Lisboa.
- Rombach, Ing. G. New Concepts For Prestressed Concrete Bridges – Segmental Box Girder Bridges With External Prestressing. Hamburg-Harburg, Germany: Techinal University, 1997.
- Rostásy, F. S., 1997-a, “*Beurteilung der eignug von CFK-lamellen des systems sika CarboDur als klebewehrung für die verstärkung von betonbauteilen sowie bemessungsgrundlagen für die allgemeine bauaufsichtliche zulassung*”, Gutachen Nr. 97/0250, 14.01.1997, relatório técnico, Sika, TU Braunschweig, 31 pp.
- Sequeira, P. (2012) – *Pontes de tirantes com tabuleiro misto aço-betão em treliça 3D*. Dissertação Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, IST, Julho de 2012, Lisboa.
- Silva, P. (2008). “*Comportamento de Estruturas de Betão Reforçadas por Colagem Exterior de Sistemas de CFRP*”. Dissertação de Doutoramento, Universidade do Porto. Faculdade de Engenharia.
- S&P Products – Clever Reinforcement Company (2000). *Design Guide FRP – Fibre Reinforcement Polymer*.
- Vitório J. (2013) – “*Um estudo comparativo sobre métodos de alargamento de pontes rodoviárias de concreto armado, com a utilização das normas brasileiras e Eurocódigos*”. Dissertação de Doutoramento, Universidade do Porto. Faculdade de Engenharia. Porto/2013.
- Vitório J. & Barros, R. (2013) – *Análise dos danos estruturais e das condições de estabilidade de 100 pontes rodoviárias no brasil*.
- Vitorio, J., Barros, R (2012). *Análise Paramétrica da Variáveis de Projeto de alargamento com Reforço de Pontes Rodoviárias de Concreto Armado*. Eventos ASAE, XXXV Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Julho de 2012, Rio de Janeiro.
- Vitório, A. (2002) – Pontes Rodoviárias. Fundamentos, Conservação e Gestão, Recife. CREA-PE, 2002.

Legislação Citada:

- ACI Committee 440, Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures, ACI Committee 440, 118p, 2002.
- ACI Committee 318, Building Code Requirements for structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95). Detroit, 1995.
- Calgaro, J. A., Tschumi, M., Gulvanessian, H., *Designers Guide to Eurocode 1 : Actions on Bridges*, 2010 (versão em inglês)
- Decreto-Lei n.º 235/1983 de 31 de Maio – Regulamentação de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes.
- Decreto-Lei n.º 349\_C/1983 de 30 de Julho (Retificado no suplemento ao DR, 1.ª Série, de 29 de Setembro de 1984) – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado.
- Eurocódigo 0: *Bases para o projeto de estruturas*, NP EN 1990:2009.
- *Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão* – Parte 1: Regras gerais e regras para edifícios. ENV 1992-1-1:2010.
- Eurocódigo 1: *Ações em estruturas* – Parte 1-5: Ações gerais – *Ações térmicas*. NP EN 1991-1-5:2009.
- Eurocódigo 1: *Ações em estruturas: Sobrecargas em pontes*. EN 1991-2:2003 (versão em inglês)





## **ANEXOS**

I\_Resultados obtidos no programa de cálculo automático SAP2000 \_  
“Análise longitudinal do tabuleiro”

II\_Resultados obtidos no programa de cálculo automático SAP2000\_  
“Análise transversal do tabuleiro”

III\_Resultados obtidos no programa de cálculo “FRP Lamella\_  
“Dimensionamento dos laminados de fibras de carbono”

IV\_Peças desenhadas\_  
“Dimensionamento dos laminados de fibras de carbono”

V\_Peças Desenhadas do Projeto de Execução do Caso de Estudo da PI 426

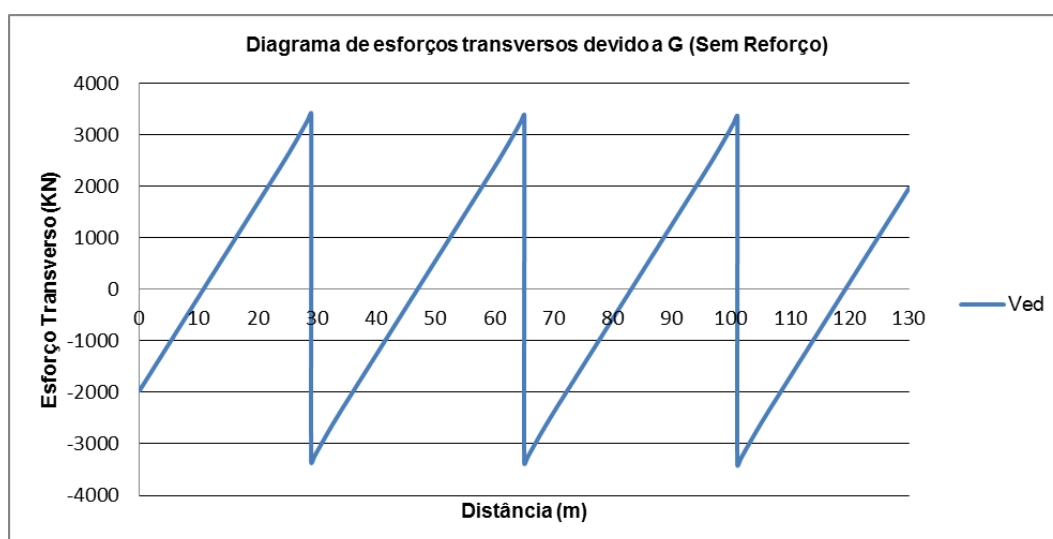
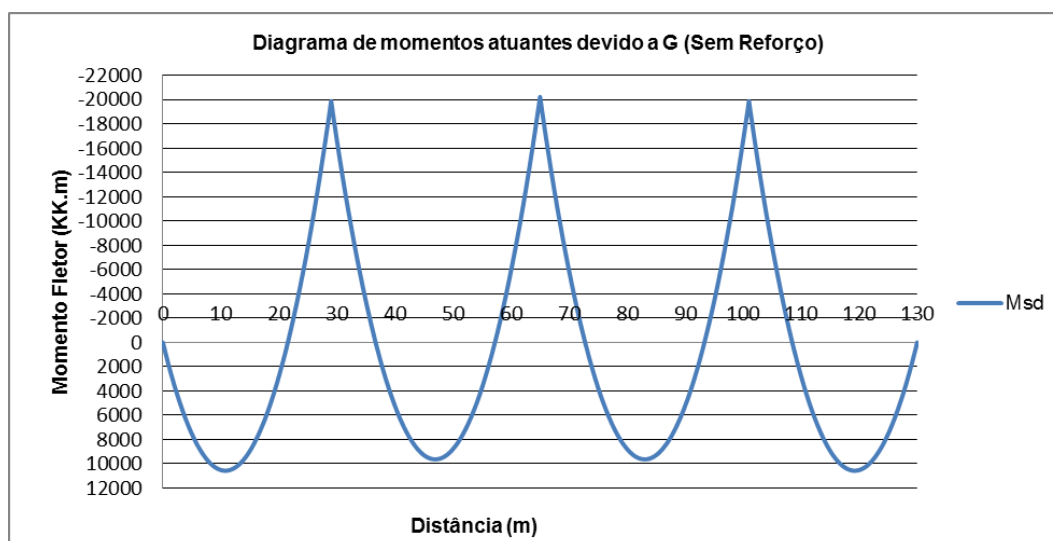


I\_Resultados obtidos no programa de cálculo automático SAP2000 \_  
“Análise longitudinal do tabuleiro”



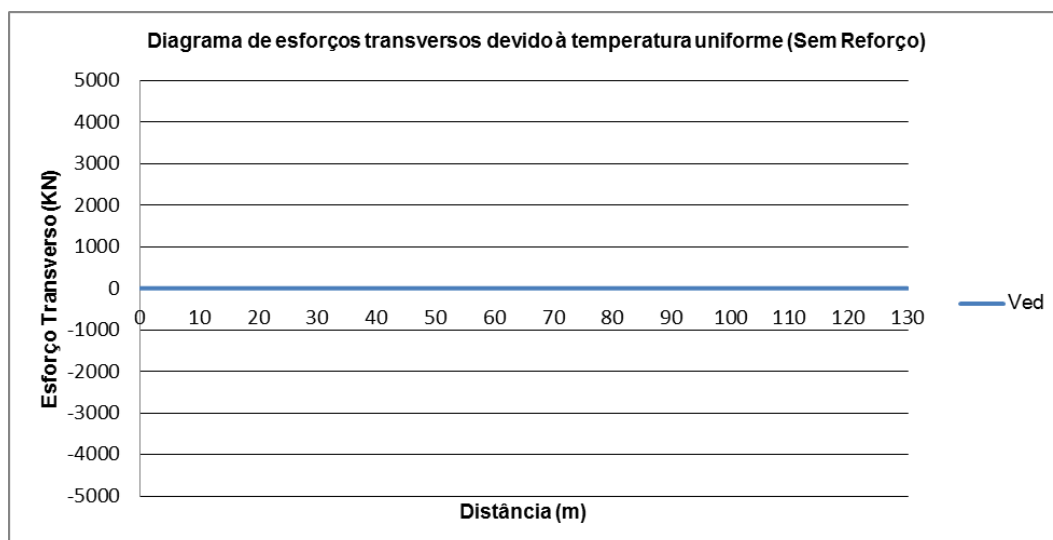
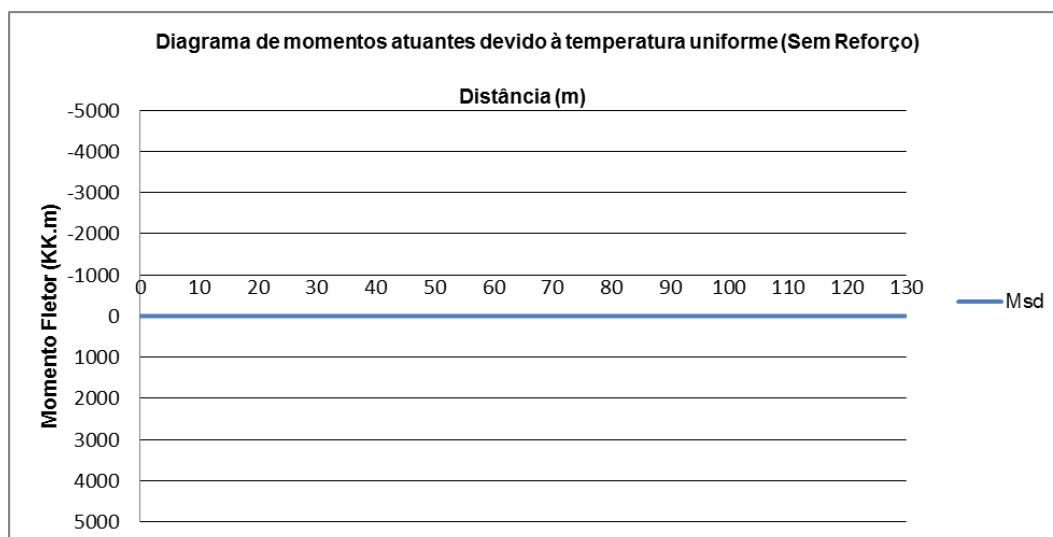
Diagramas de esforços da análise longitudinal sem reforço:

G

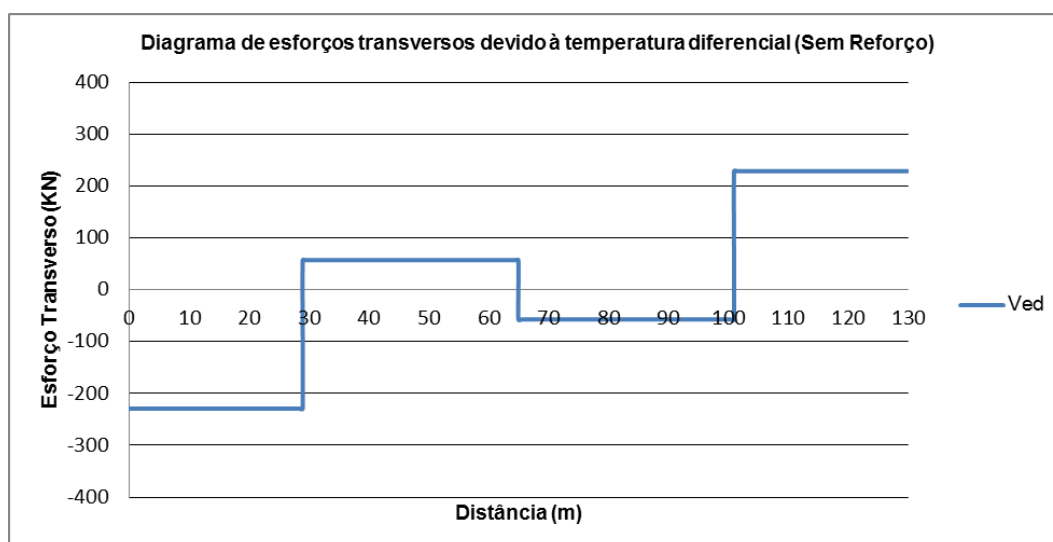
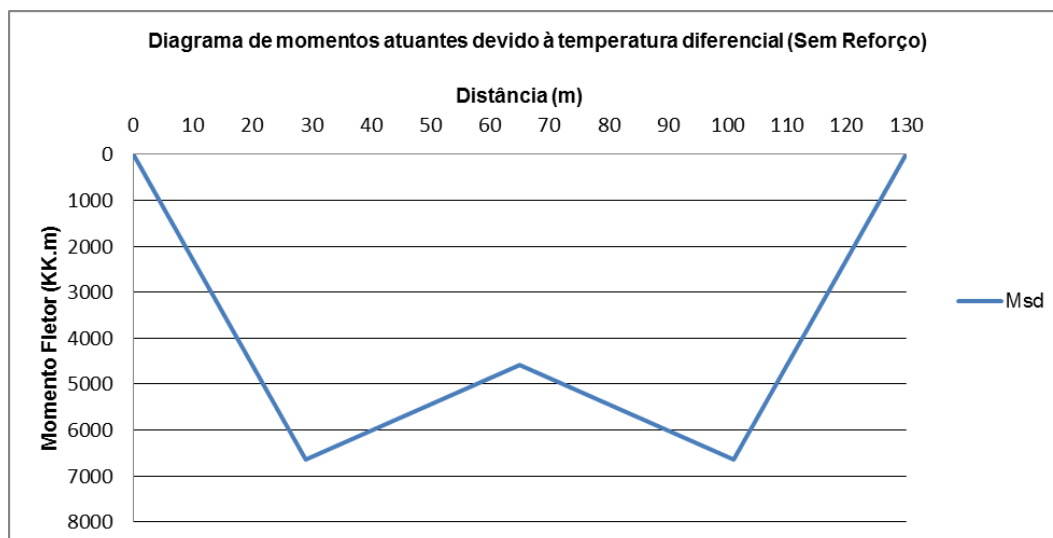


### Temperatura uniforme

Os diagramas referentes à temperatura uniforme apresentam esforços nulos devido às condições de apoio adotadas no modelo, isto é, consideraram-se apoios rotulados e deslizantes em todos os pilares na direcção longitudinal, daí estes não provocarem qualquer tipo de restrição ao encurtamento/alongamento da estrutura quando sujeita às acções de temperatura uniforme.

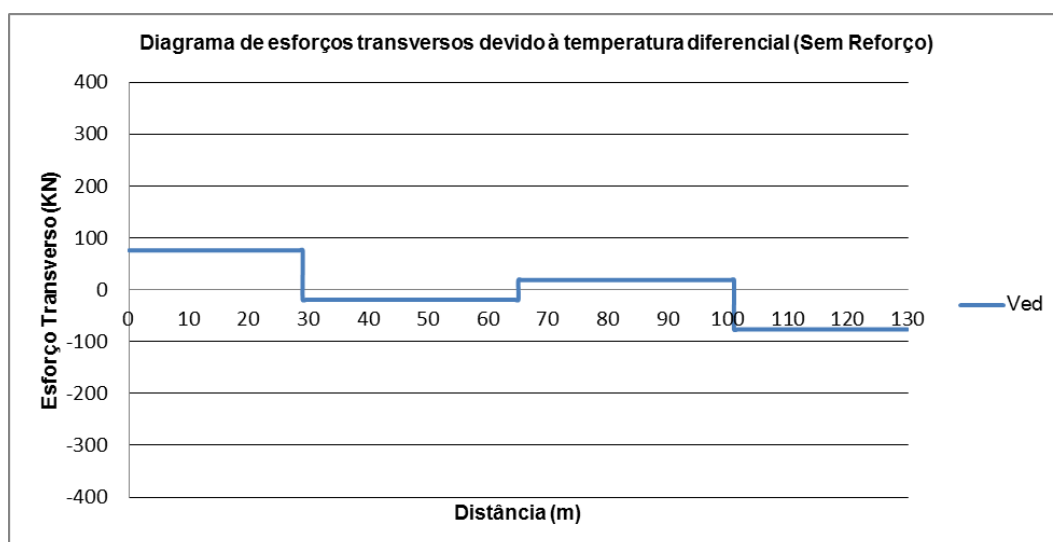
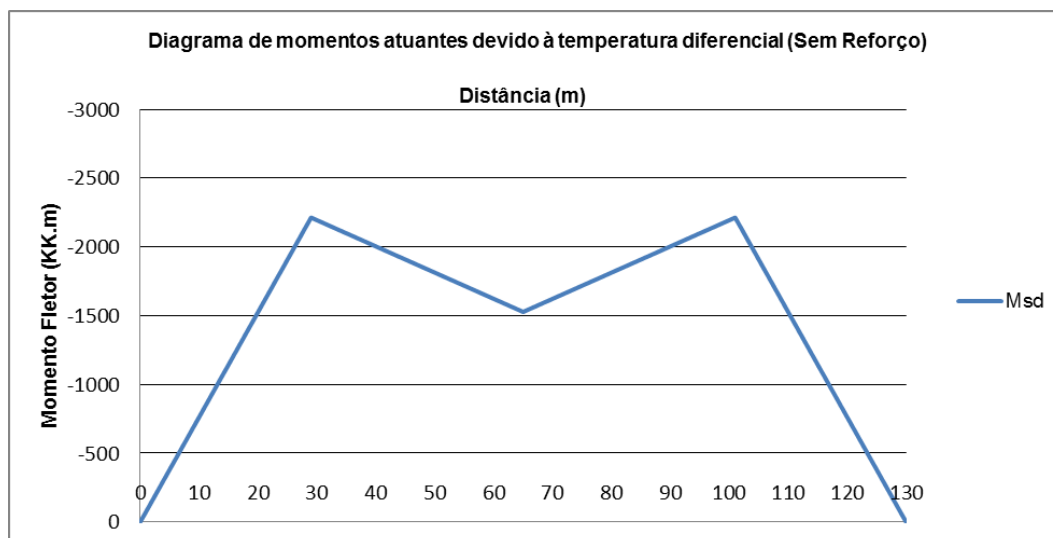


## Temperatura diferencial positiva

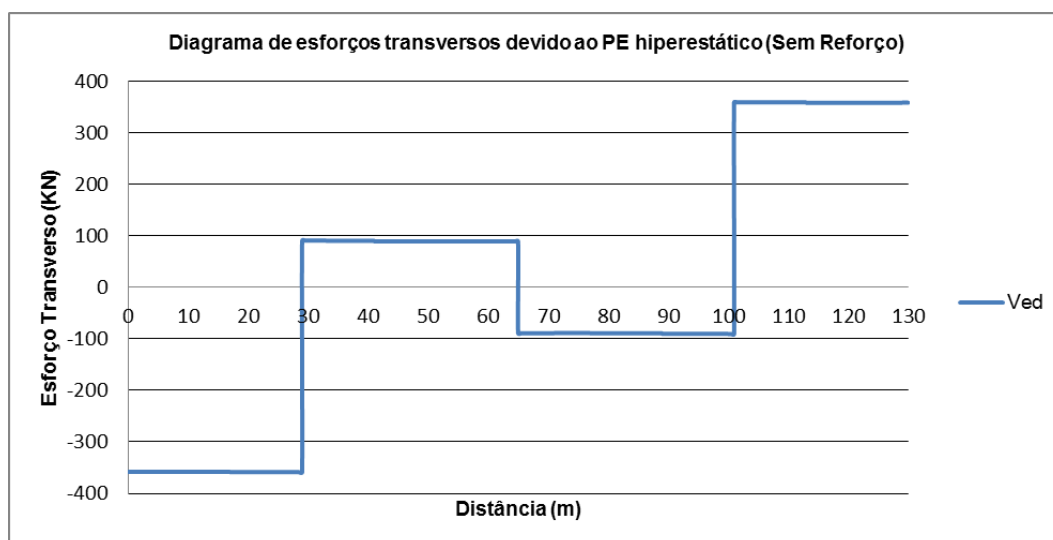
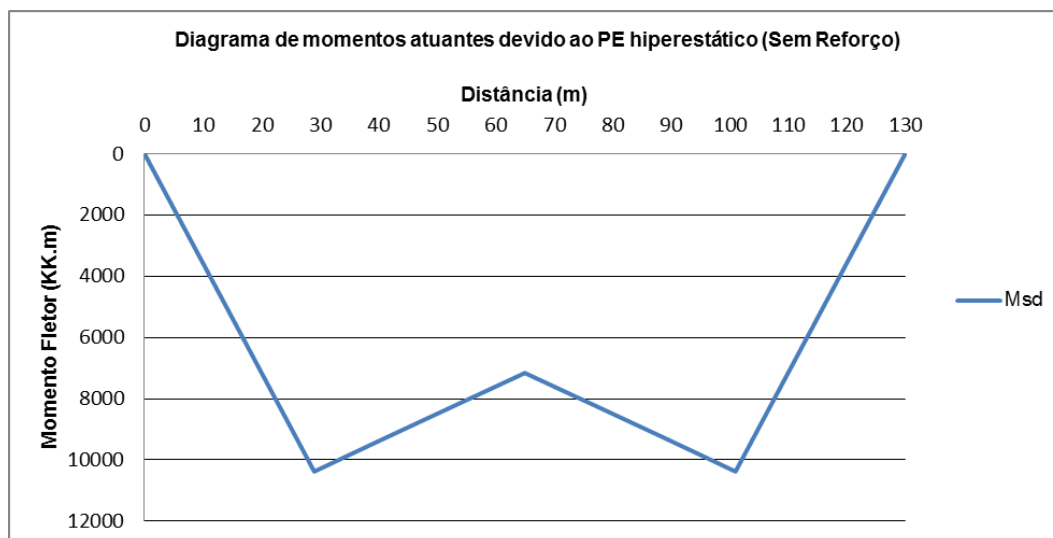




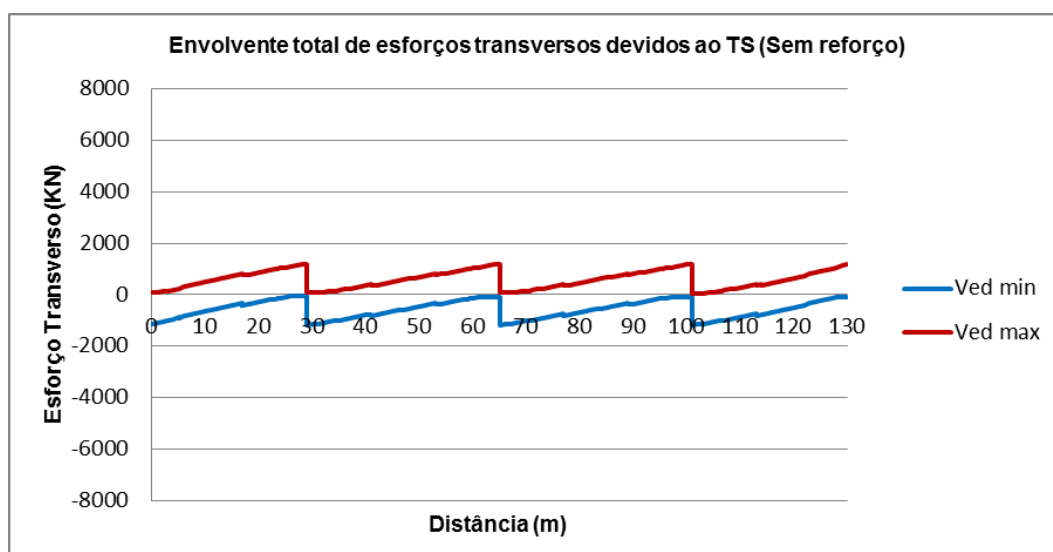
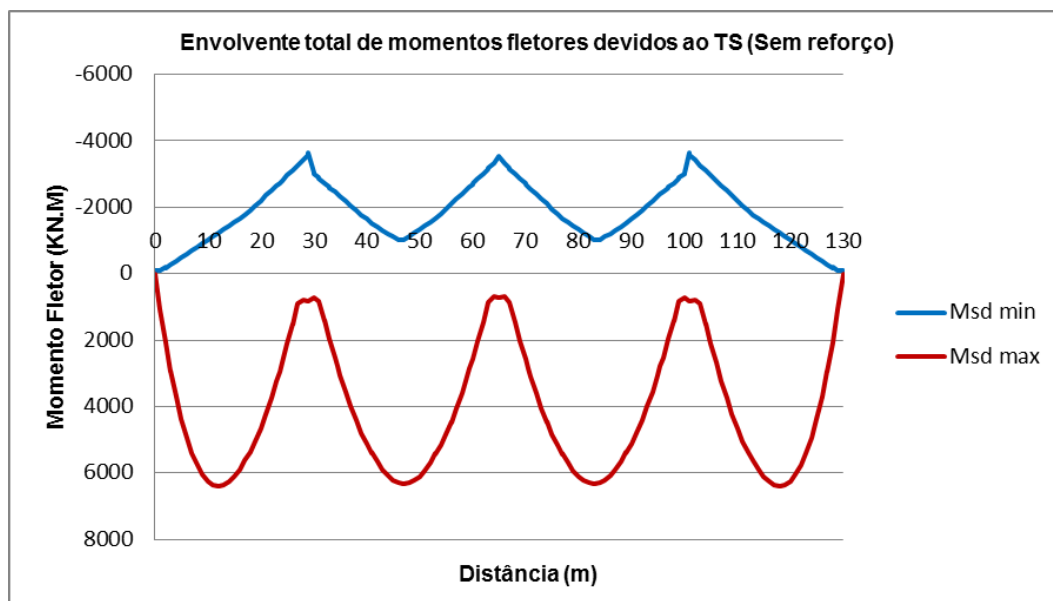
## Temperatura diferencial negativa



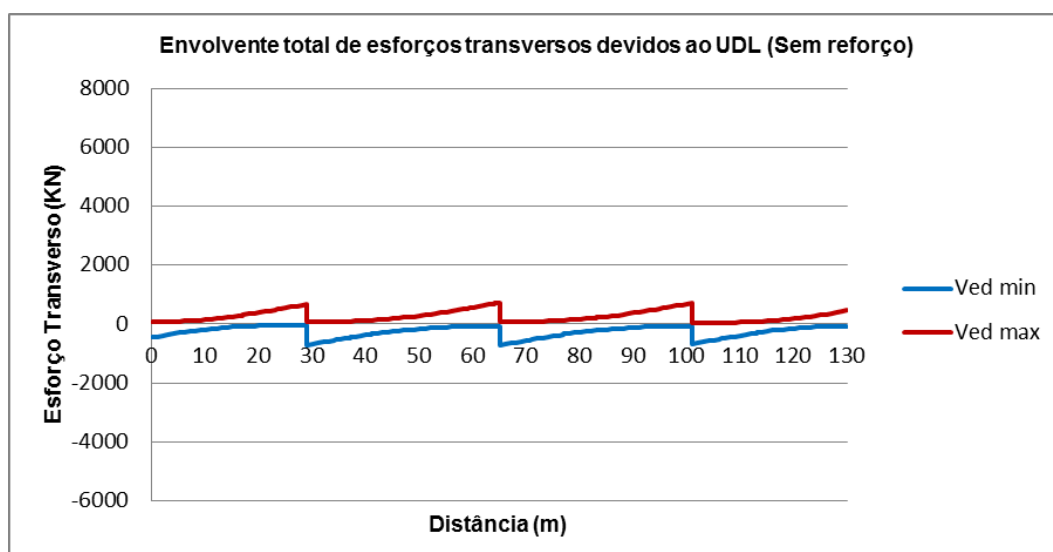
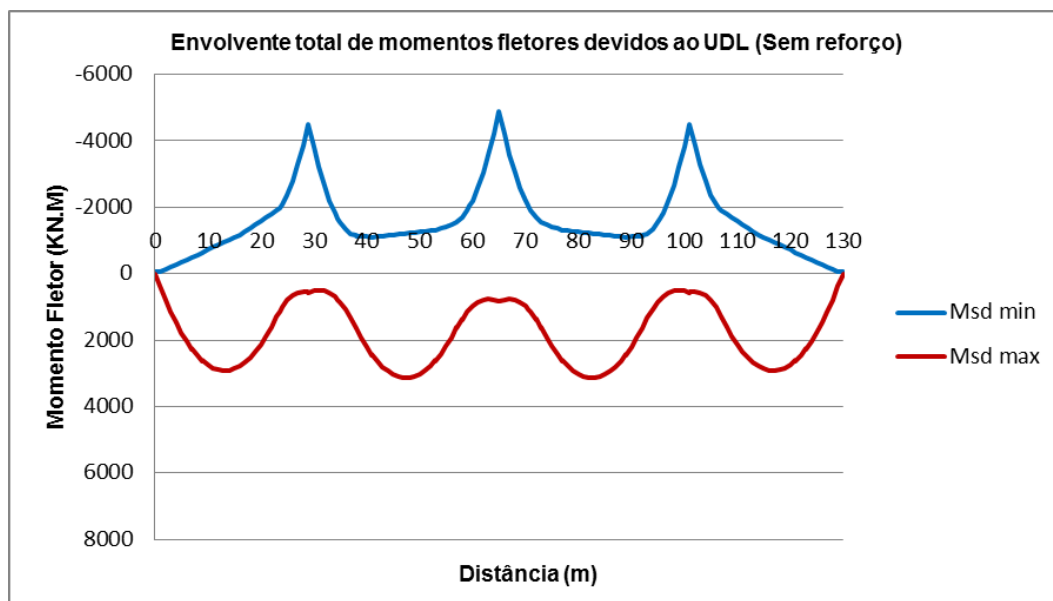
## PE hiperestático



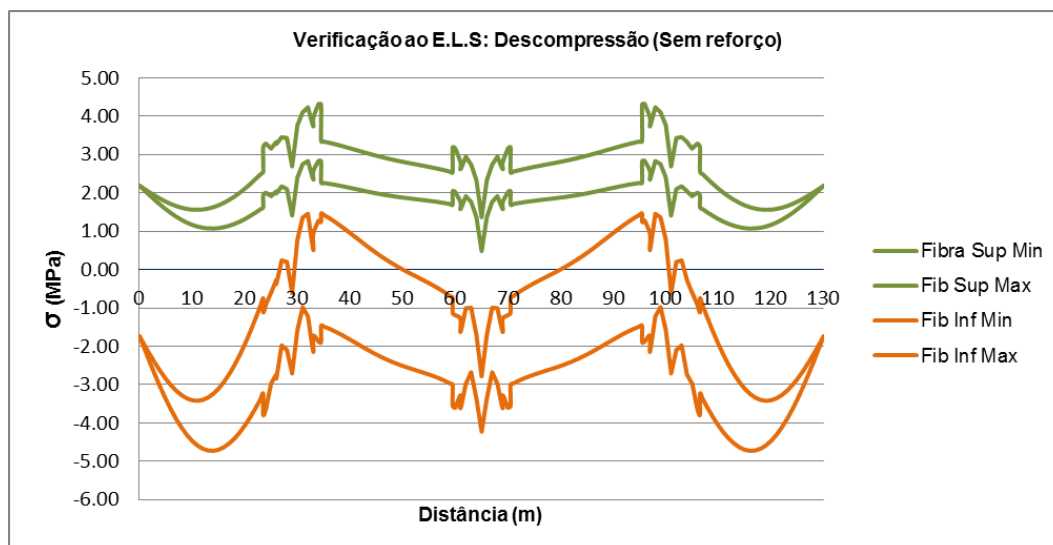
## Envolvente de TS



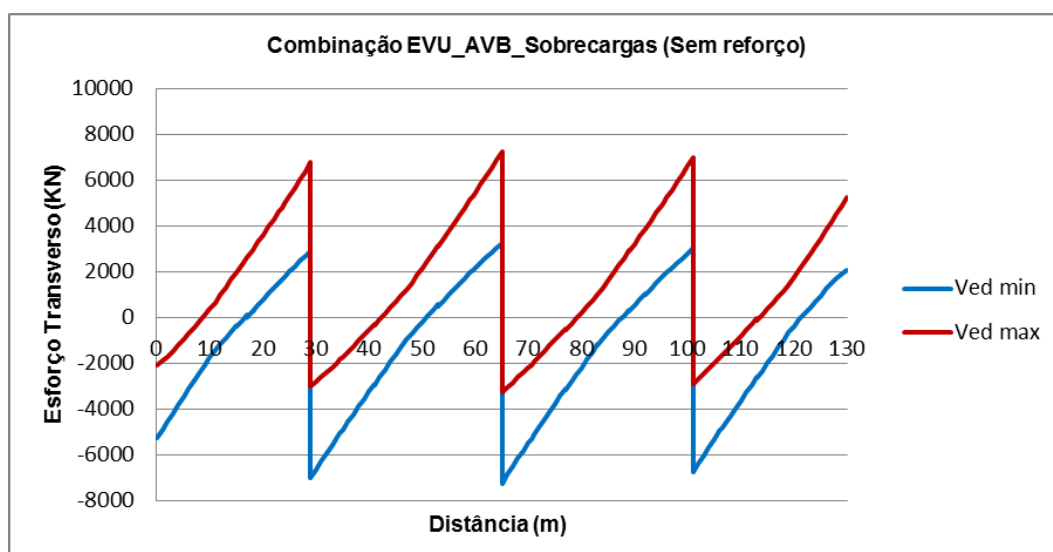
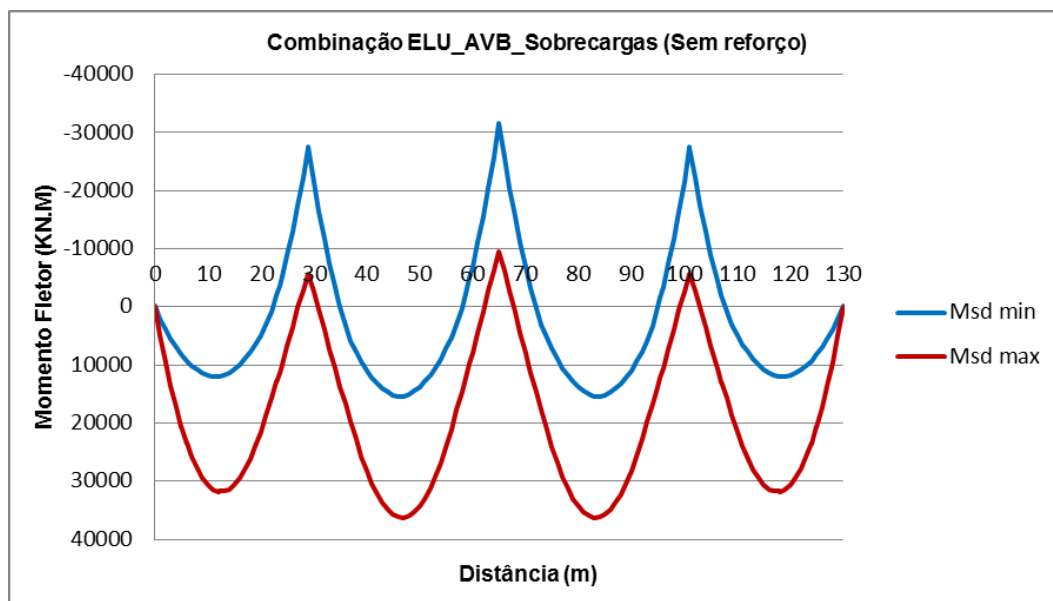
## .Envolvente de UDL



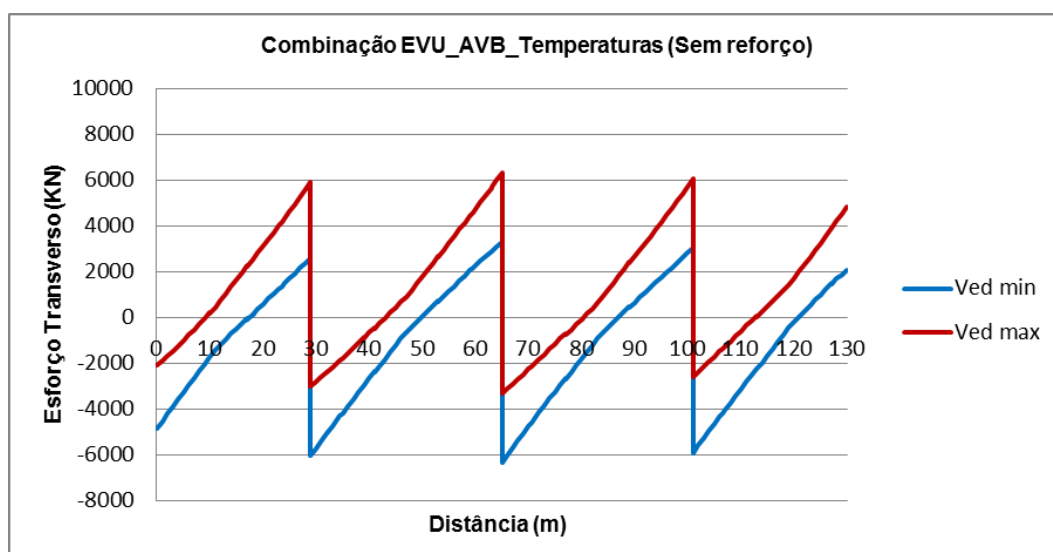
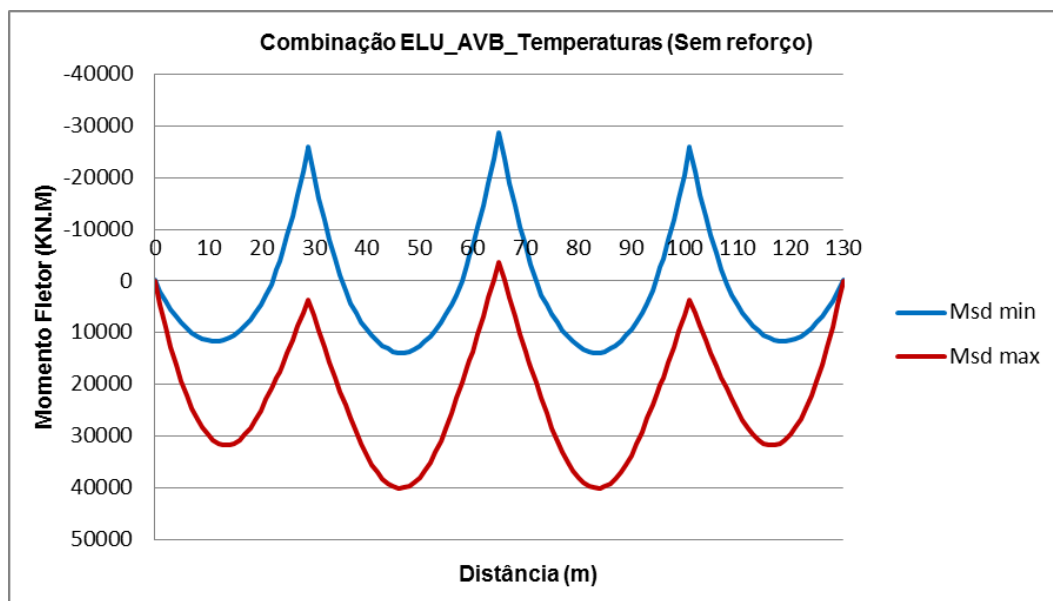
## Envolvente Descompressão (ELS)



## Envolvente AVB Sobrecarga (ELU)

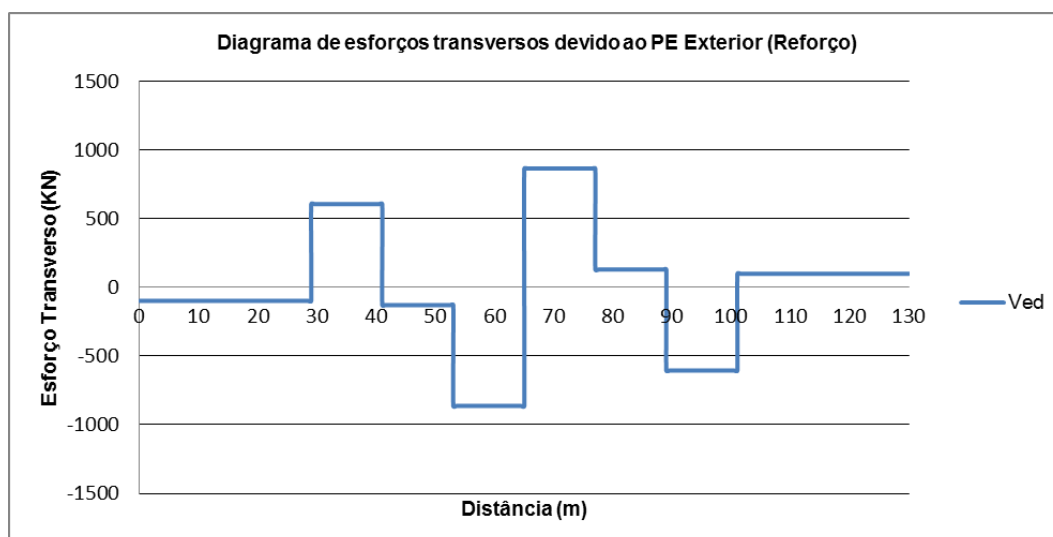
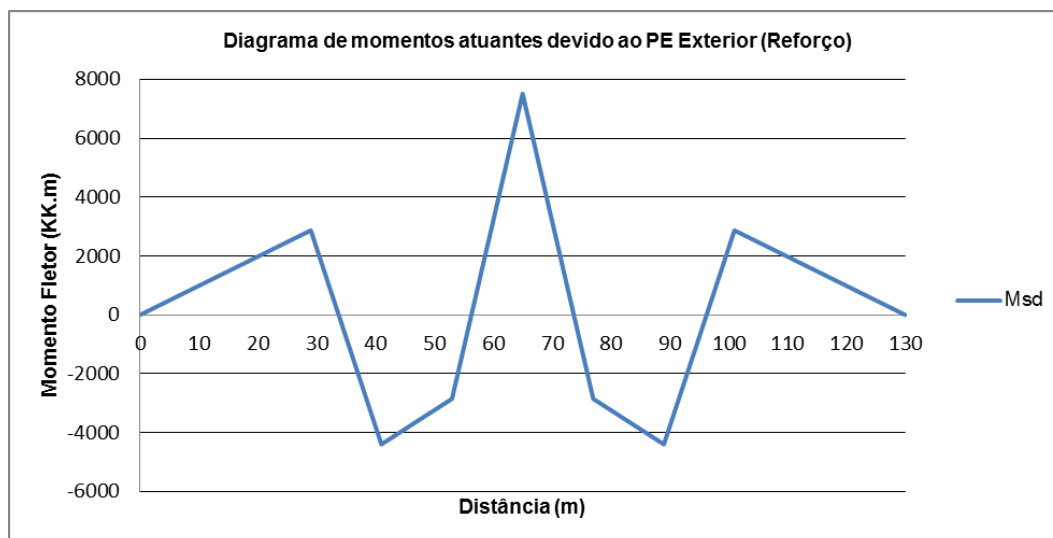


## Envolvente AVB Temperatura (ELU)



Diagramas de esforços da análise longitudinal com reforço:

## PE exterior





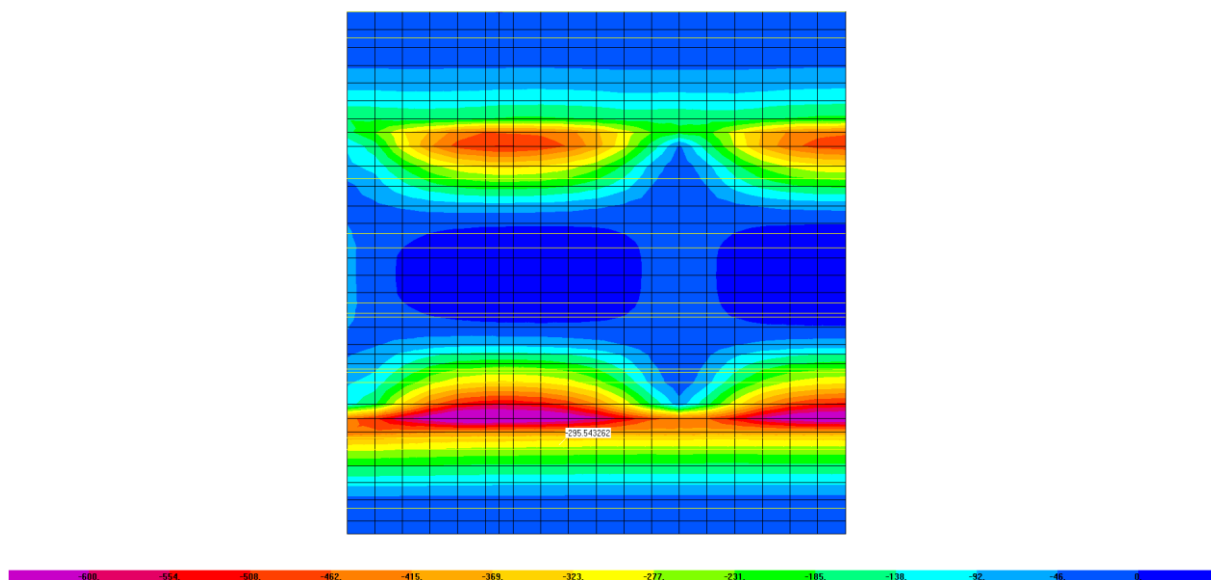


II\_Resultados obtidos no programa de cálculo automático SAP2000\_  
“Análise transversal do tabuleiro”

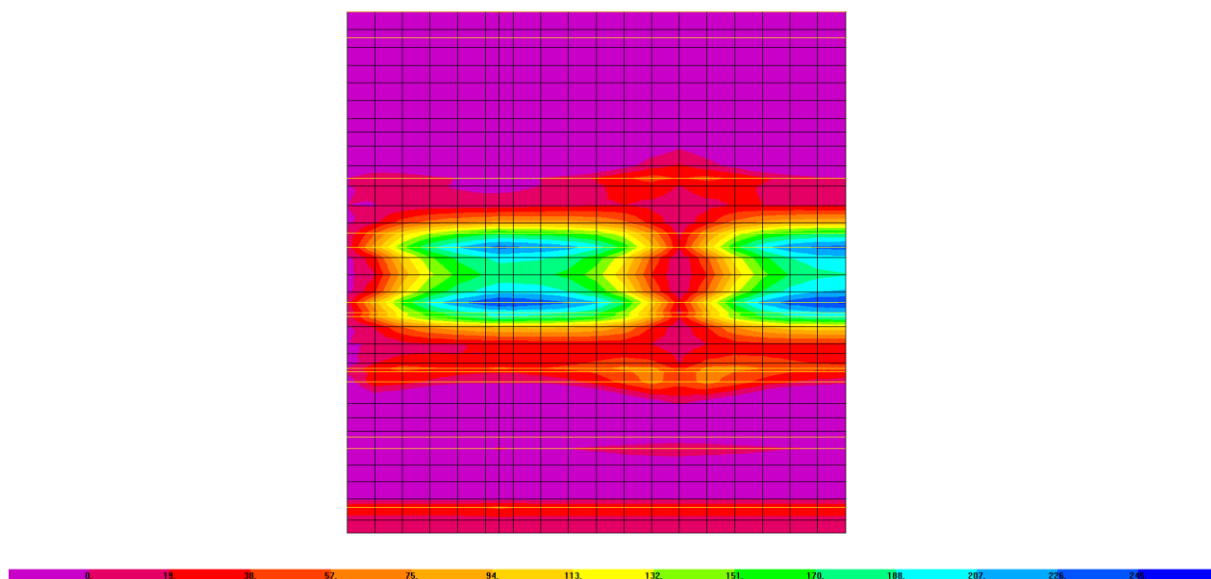


Envolvente de estados limites últimos na laje:

**Momentos negativos máximos na direção transversal**

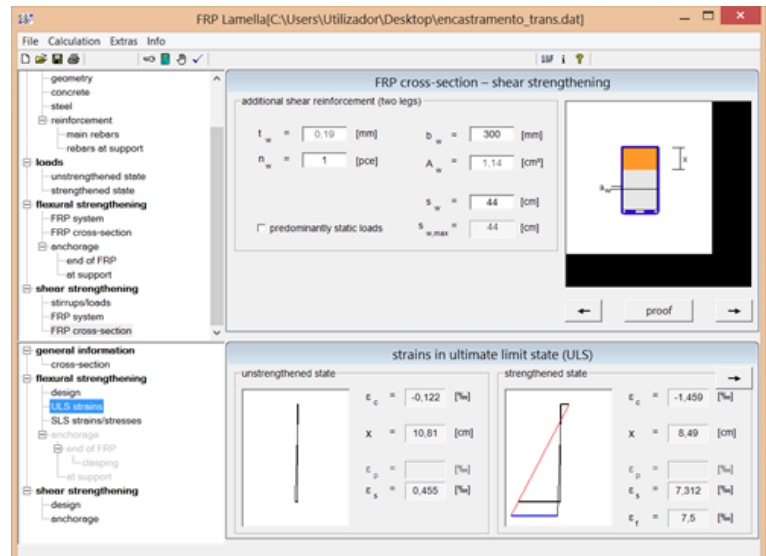
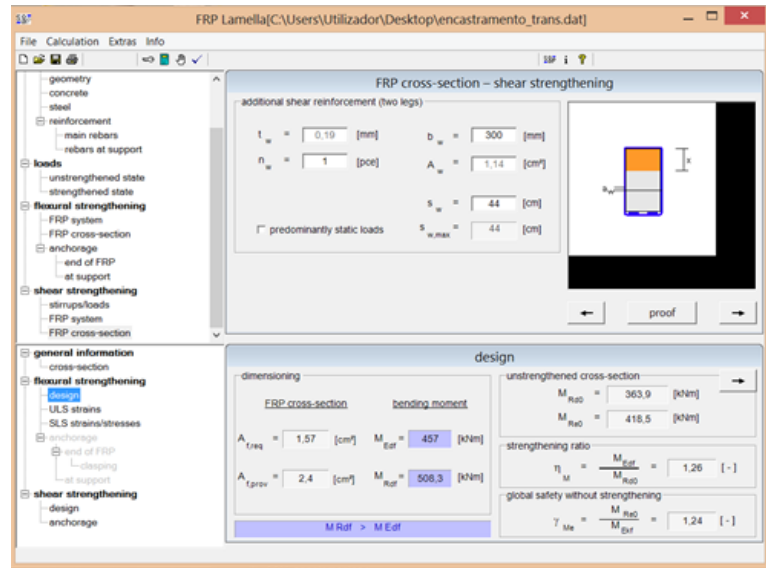


### Momentos positivos máximos na direção transversal



### III\_Resultados obtidos no programa de cálculo “FRP Lamella”\_ “Dimensionamento dos laminados de fibras de carbono”



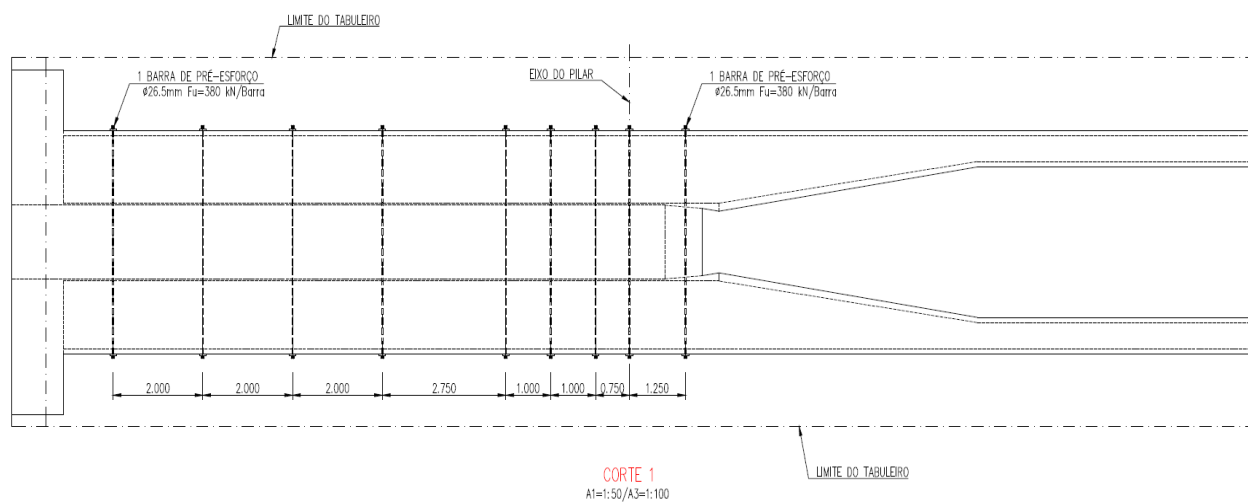
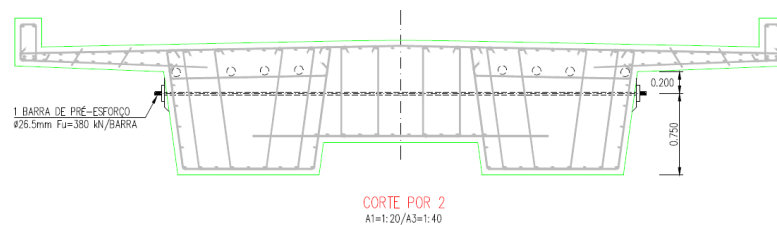


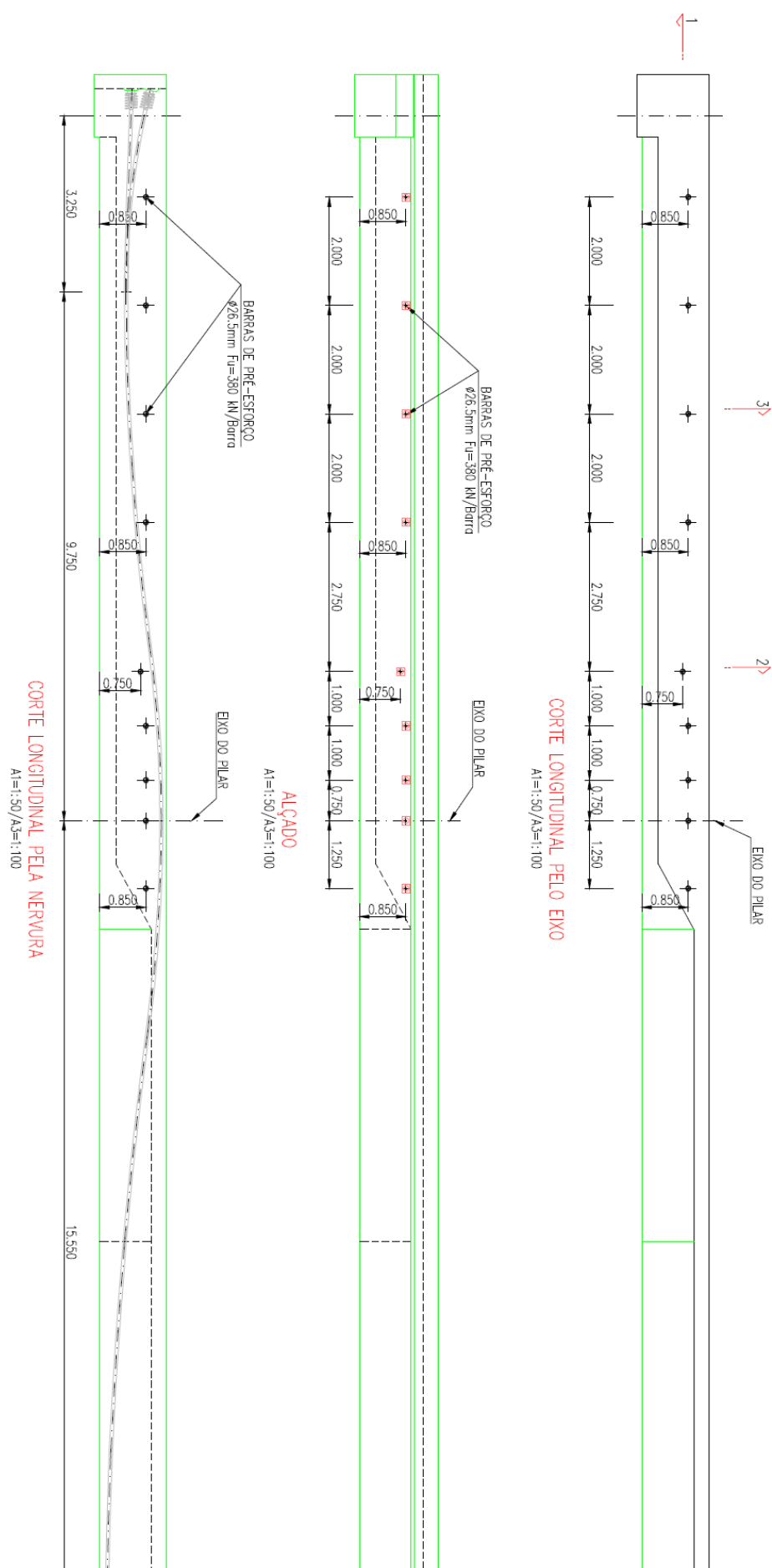


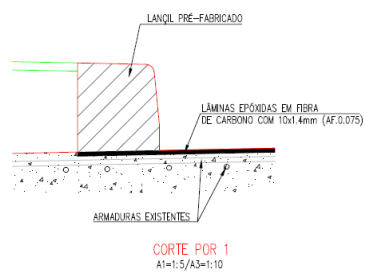
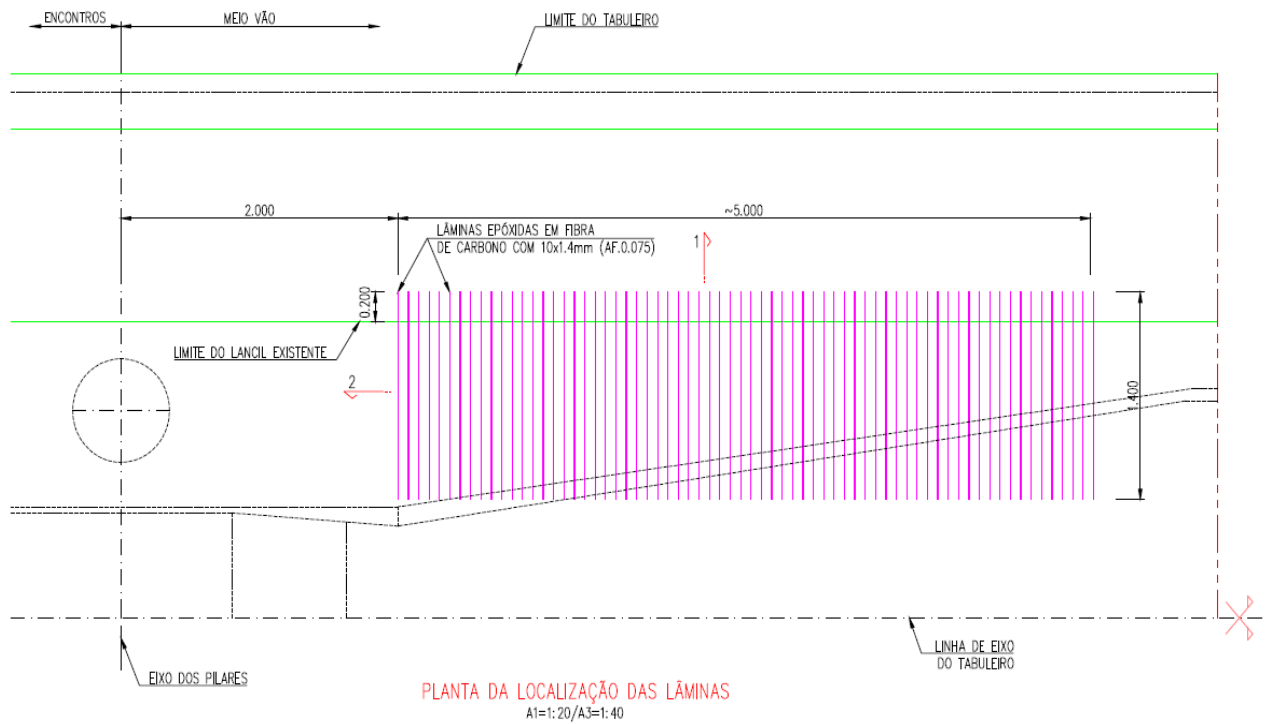


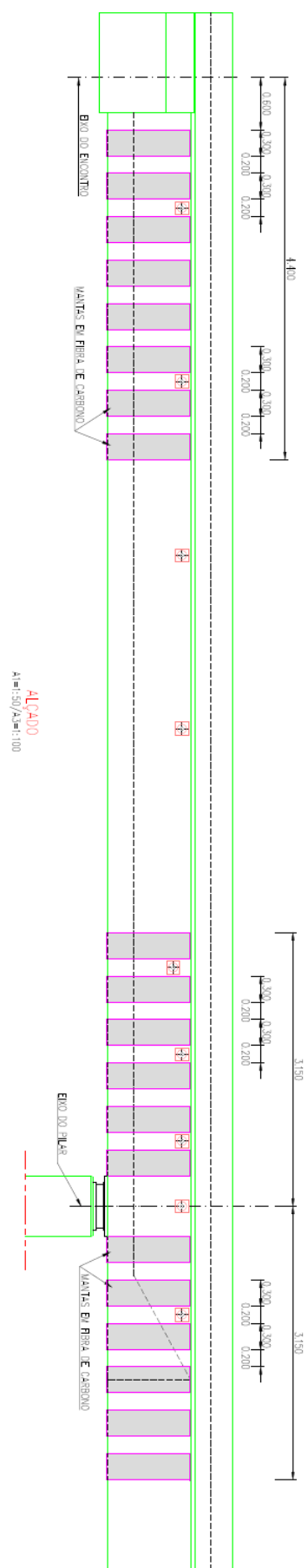
#### IV\_Peças Desenhadas do Projeto de Reabilitação e Reforço Estrutural da PS 282

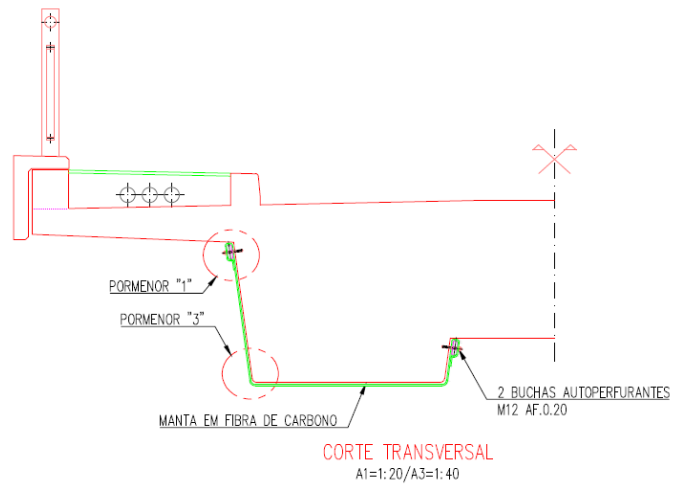










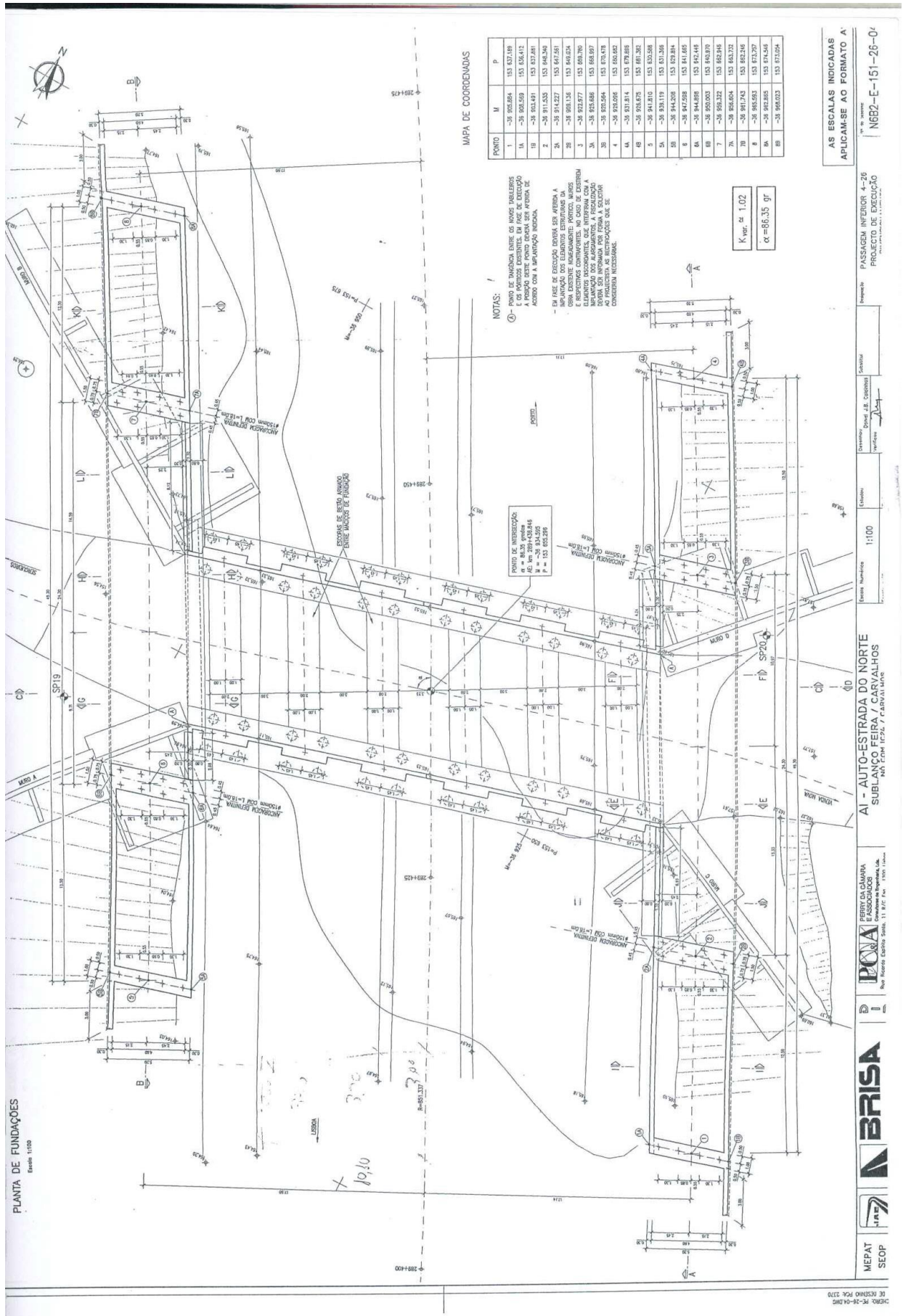




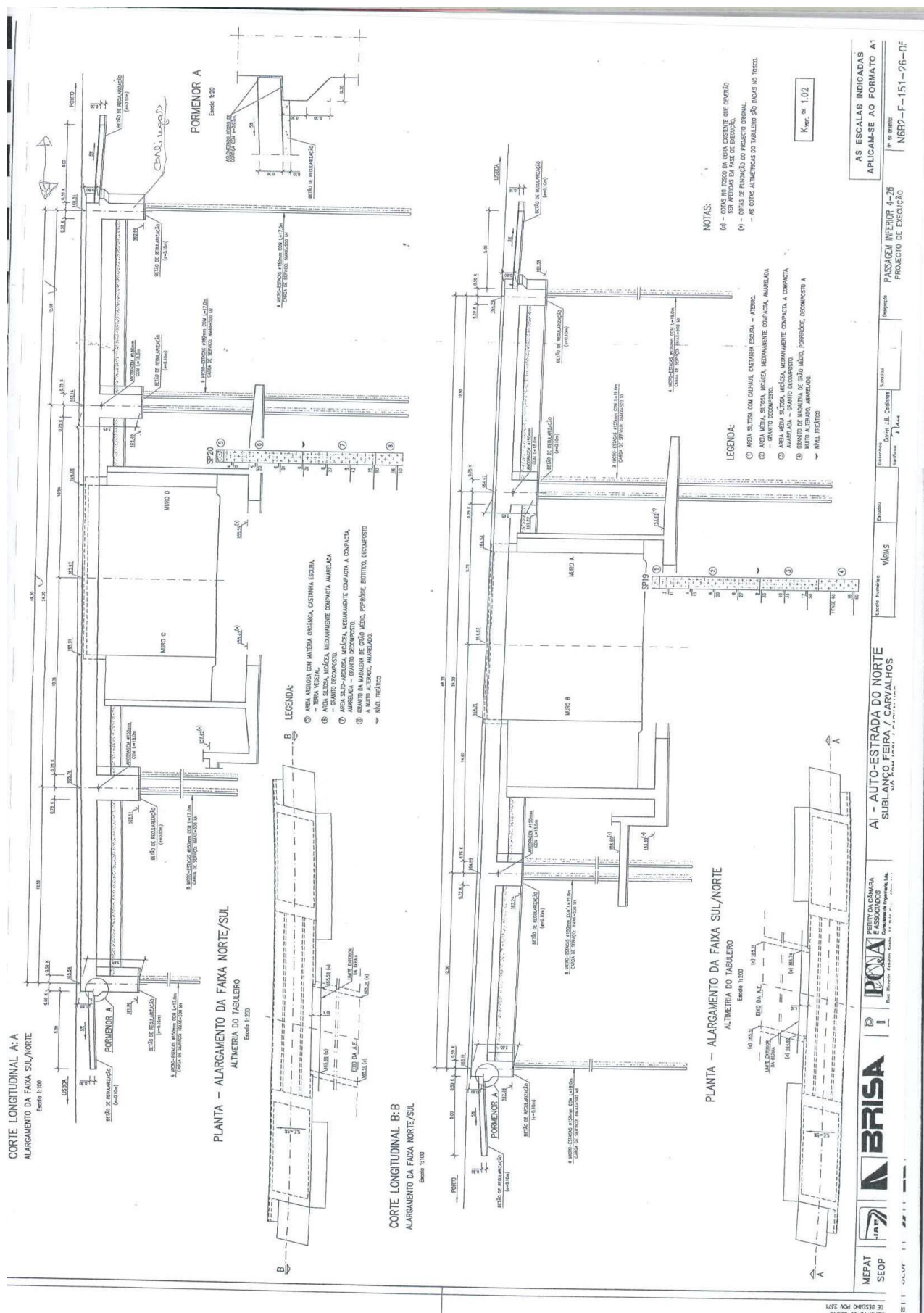


V\_Peças Desenhadas do Projeto de Execução do Caso de Estudo da PI 426

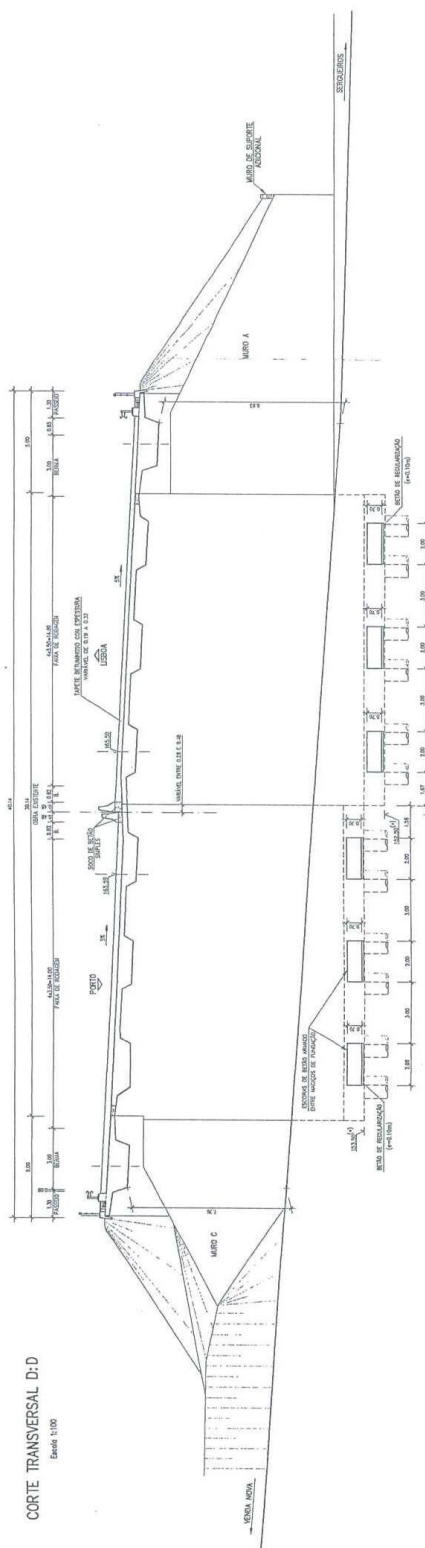












- LOCALIZAÇÃO DOS CORTES C-C E D-D NO DES. N° 28-04.
- PORMENORES "A" E "B" REPRESENTADOS NO DES. N° 28-03.

b) - COTAS DE FUNDAÇÃO DO PROJECTO ORIGINAL.

1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. 8. 9. 10. 11. 12. 13. 14. 15. 16. 17. 18. 19. 20. 21. 22. 23. 24. 25. 26. 27. 28. 29. 30. 31. 32. 33. 34. 35. 36. 37. 38. 39. 40. 41. 42. 43. 44. 45. 46. 47. 48. 49. 50. 51. 52. 53. 54. 55. 56. 57. 58. 59. 60. 61. 62. 63. 64. 65. 66. 67. 68. 69. 70. 71. 72. 73. 74. 75. 76. 77. 78. 79. 80. 81. 82. 83. 84. 85. 86. 87. 88. 89. 90. 91. 92. 93. 94. 95. 96. 97. 98. 99. 100. 101. 102. 103. 104. 105. 106. 107. 108. 109. 110. 111. 112. 113. 114. 115. 116. 117. 118. 119. 120. 121. 122. 123. 124. 125. 126. 127. 128. 129. 130. 131. 132. 133. 134. 135. 136. 137. 138. 139. 140. 141. 142. 143. 144. 145. 146. 147. 148. 149. 150. 151. 152. 153. 154. 155. 156. 157. 158. 159. 160. 161. 162. 163. 164. 165. 166. 167. 168. 169. 170. 171. 172. 173. 174. 175. 176. 177. 178. 179. 180. 181. 182. 183. 184. 185. 186. 187. 188. 189. 190. 191. 192. 193. 194. 195. 196. 197. 198. 199. 200. 201. 202. 203. 204. 205. 206. 207. 208. 209. 210. 211. 212. 213. 214. 215. 216. 217. 218. 219. 220. 221. 222. 223. 224. 225. 226. 227. 228. 229. 230. 231. 232. 233. 234. 235. 236. 237. 238. 239. 240. 241. 242. 243. 244. 245. 246. 247. 248. 249. 250. 251. 252. 253. 254. 255. 256. 257. 258. 259. 260. 261. 262. 263. 264. 265. 266. 267. 268. 269. 270. 271. 272. 273. 274. 275. 276. 277. 278. 279. 280. 281. 282. 283. 284. 285. 286. 287. 288. 289. 290. 291. 292. 293. 294. 295. 296. 297. 298. 299. 300. 301. 302. 303. 304. 305. 306. 307. 308. 309. 310. 311. 312. 313. 314. 315. 316. 317. 318. 319. 320. 321. 322. 323. 324. 325. 326. 327. 328. 329. 330. 331. 332. 333. 334. 335. 336. 337. 338. 339. 340. 341. 342. 343. 344. 345. 346. 347. 348. 349. 350. 351. 352. 353. 354. 355. 356. 357. 358. 359. 360. 361. 362. 363. 364. 365. 366. 367. 368. 369. 370. 371. 372. 373. 374. 375. 376. 377. 378. 379. 380. 381. 382. 383. 384. 385. 386. 387. 388. 389. 390. 391. 392. 393. 394. 395. 396. 397. 398. 399. 400. 401. 402. 403. 404. 405. 406. 407. 408. 409. 410. 411. 412. 413. 414. 415. 416. 417. 418. 419. 420. 421. 422. 423. 424. 425. 426. 427. 428. 429. 430. 431. 432. 433. 434. 435. 436. 437. 438. 439. 440. 441. 442. 443. 444. 445. 446. 447. 448. 449. 450. 451. 452. 453. 454. 455. 456. 457. 458. 459. 460. 461. 462. 463. 464. 465. 466. 467. 468. 469. 470. 471. 472. 473. 474. 475. 476. 477. 478. 479. 480. 481. 482. 483. 484. 485. 486. 487. 488. 489. 490. 491. 492. 493. 494. 495. 496. 497. 498. 499. 500. 501. 502. 503. 504. 505. 506. 507. 508. 509. 510. 511. 512. 513. 514. 515. 516. 517. 518. 519. 520. 521. 522. 523. 524. 525. 526. 527. 528. 529. 530. 531. 532. 533. 534. 535. 536. 537. 538. 539. 540. 541. 542. 543. 544. 545. 546. 547. 548. 549. 550. 551. 552. 553. 554. 555. 556. 557. 558. 559. 560. 561. 562. 563. 564. 565. 566. 567. 568. 569. 570. 571. 572. 573. 574. 575. 576. 577. 578. 579. 580. 581. 582. 583. 584. 585. 586. 587. 588. 589. 590. 591. 592. 593. 594. 595. 596. 597. 598. 599. 600. 601. 602. 603. 604. 605. 606. 607. 608. 609. 610. 611. 612. 613. 614. 615. 616. 617. 618. 619. 620. 621. 622. 623. 624. 625. 626. 627. 628. 629. 630. 631. 632. 633. 634. 635. 636. 637. 638. 639. 640. 641. 642. 643. 644. 645. 646. 647. 648. 649. 650. 651. 652. 653. 654. 655. 656. 657. 658. 659. 660. 661. 662. 663. 664. 665. 666. 667. 668. 669. 670. 671. 672. 673. 674. 675. 676. 677. 678. 679. 680. 681. 682. 683. 684. 685. 686. 687. 688. 689. 690. 691. 692. 693. 694. 695. 696. 697. 698. 699. 700. 701. 702. 703. 704. 705. 706. 707. 708. 709. 710. 711. 712. 713. 714. 715. 716. 717. 718. 719. 720. 721. 722. 723. 724. 725. 726. 727. 728. 729. 730. 731. 732. 733. 734. 735. 736. 737. 738. 739. 740. 741. 742. 743. 744. 745. 746. 747. 748. 749. 750. 751. 752. 753. 754. 755. 756. 757. 758. 759. 760. 761. 762. 763. 764. 765. 766. 767. 768. 769. 770. 771. 772. 773. 774. 775. 776. 777. 778. 779. 780. 781. 782. 783. 784. 785. 786. 787. 788. 789. 790. 791. 792. 793. 794. 795. 796. 797. 798. 799. 800. 801. 802. 803. 804. 805. 806. 807. 808. 809. 810. 811. 812. 813. 814. 815. 816. 817. 818. 819. 820. 821. 822. 823. 824. 825. 826. 827. 828. 829. 830. 831. 832. 833. 834. 835. 836. 837. 838. 839. 840. 84

| Designation | Page |
|-------------|------|
|-------------|------|

entirely

Now Daniel J.B.

Monday

1:

3

DA DO

UTO-E

1

FERRY DA C.A.  
ASSOCIADOS

**PCN**



nc



PAT

DESENHO PCA: 2372





